



TITLE:

小土被り未固結地山トンネルにおける事前地山改良工による沈下抑制効果に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

野々村, 政一

CITATION:

野々村, 政一. 小土被り未固結地山トンネルにおける事前地山改良工による沈下抑制効果に関する研究. 京都大学, 2014, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2014-03-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r12819>

RIGHT:

小土被り未固結地山トンネルにおける事前地山
改良工による沈下抑制効果に関する研究

平成25年

野々村 政一

目 次

	ページ
第1章 序 論	1
1.1 はじめに	1
1.2 研究の目的と構成	1
第2章 先行支保に関する既往の研究	7
2.1 概要	7
2.2 先行支保に関する実験	7
(1) 先行支保 2 次元実験	7
(2) 先行支保 3 次元模型実験	8
(3) 先受け工の 3 次元掘削模型実験	9
(4) 切羽の安定性に関する模型実験	12
(5) プレライニングの先受け・支保機構に関する模型実験	14
(6) 薄肉柔支保の支保機構に関する模型実験	17
(7) Peck の思想実験	18
(8) トンネル切羽の安定性に関する遠心力模型実験	19
(9) プレライニングに作用する土圧に関する模型実験	20
(10) トンネル掘削時の地山挙動に関する研究と模型実験	23
2.3 先行支保の評価手法	25
(1) 切羽安定性の評価手法	25
(2) 先行支保耐力の評価手法（簡易計算法）	28
2.4 先行支保に関する既往の研究のまとめ	29
第3章 小土被り未固結地山における NATM の補助工法等の現状と課題	31
3.1 概要	31
3.2 未固結地山における NATM の適用	31
3.3 東北新幹線（八戸・七戸間）における NATM の補助工法の現状	35
3.3.1 東北新幹線（八戸・七戸間）の地形および地質の概要	35
3.3.2 小土被り未固結地山の NATM の補助工法等の現状	38
(1) 六戸トンネルの対策工	40
(2) 牛鍵トンネルの対策工	44
(3) 赤平・上北トンネルの対策工	50
(4) 三本木原トンネルの対策工	52
3.4 小土被り未固結地山における施工結果の考察と課題	53
(1) 施工結果の考察	53
(2) 小土被り未固結地山における課題	57

3.5	小土被り未固結地山における NATM の補助工法等の現状と課題のまとめ	59
第 4 章	事前地山改良したトンネルの計測結果	61
4.1	概要	61
4.2	牛鍵トンネルにおける事前地山改良	61
4.2.1	地質状況	61
4.2.2	計測計画と計測結果	62
(1)	計測計画	62
(2)	計測結果	65
a)	天端沈下、内空変位測定	65
b)	地中変位計測結果	67
c)	改良体内の土圧計測結果	70
d)	一次支保応力計測結果	71
4.3	赤平トンネルにおける事前地山改良	73
4.3.1	地質状況	73
4.3.2	計測計画と計測結果	73
(1)	計測計画	73
(2)	計測結果	76
a)	天端沈下、内空変位測定	76
b)	地表面沈下測定	78
c)	改良体内の地中鉛直変位	79
d)	地中水平変位（改良体外：地山内）	81
e)	吹付けコンクリート応力	82
f)	鋼製支保工応力	83
g)	ロックボルト軸力	84
4.4	上北トンネルにおける事前地山改良	85
4.4.1	地質状況	85
4.4.2	計測計画と計測結果	86
(1)	計測計画	86
(2)	計測結果	89
4.5	事前地山改良したトンネルの掘削時の変位の挙動	91
(1)	天端沈下、脚部沈下、内空変位	91
(2)	地中変位および掘削周辺地山の区間ひずみ	93
(3)	掘削時の挙動の考察	95
4.6	事前地山改良したトンネルの計測結果のまとめ	96
第 5 章	地山改良工の沈下抑制効果に関する 3 次元降下床模型実験	99
5.1	概要	99

5.2	3次元降下床実験装置	99
5.3	模型地山および改良地山の作成	100
5.4	計測項目	101
5.4.1	地表面の計測	101
5.4.2	土圧および荷重の計測	102
5.5	実験ケース	103
5.6	実験手順	104
5.7	実験結果	104
5.7.1	地山改良が地表面沈下に及ぼす影響	104
(1)	地表面沈下曲線に及ぼす影響	104
(2)	最大地表面沈下量の変化	105
(3)	3次元表示による地表面沈下形状の変化	106
5.7.2	地山改良が降下床周辺地盤に作用する土圧に及ぼす影響	107
(1)	土圧の推移	107
(2)	降下床下降量(2mm)での土圧の比較	110
5.7.3	地山改良が降下床パネルに作用する荷重に及ぼす影響	110
5.8	模型地盤内部の力学的挙動に関する考察	111
5.9	地山改良工の沈下抑制効果に関する3次元降下床模型実験のまとめ	114
第6章	事前地山改良によるトンネル沈下抑制効果に関する数値解析	115
6.1	概要	115
6.2	トンネル上半部を事前地山改良したケースの解析	115
6.2.1	解析ケース	115
6.2.2	解析手法および条件	115
(1)	解析領域	115
(2)	入力物性値	117
(3)	トンネル掘削過程	117
6.2.3	数値解析結果	118
(1)	地表面沈下量	118
(2)	安全率による検討	119
(3)	ひずみによる検討	124
6.2.4	上半部を事前地山改良した場合の沈下の挙動	126
6.3	トンネル上・下半部を事前地山改良したケースの解析	129
6.3.1	解析ケース	129
6.3.2	解析手法および条件	129
(1)	解析領域	129
(2)	構成モデルと入力物性値	130

(3) トンネル掘削過程	131
6.3.3 数値解析結果	133
(1) 全体の改良強度による差異	
- 改良強度を 1/2 とした場合 (Case_1 と Case_5)	133
(2) 天端部の改良形状変化による差異	
- トンネル上・下半部を補強 (Case_4 と Case_5)	136
(3) 天端部以外の改良強度の変化による差異	
- 部分的に低下 (Case_3 と Case_4)	138
(4) トンネル上半上部改良と上・下半部改良による差異	
- 改良範囲の補強 (Case_2 と Case_3)	142
6.3.4 上・下半部を事前地山改良した場合の沈下の挙動	145
6.4 上・下半部を事前地山改良したケースの側部改良幅の解析	147
6.4.1 解析ケース	147
6.4.2 解析手法および条件	147
(1) 解析領域	147
(2) 入力物性値	148
(3) トンネル掘削過程	148
6.4.3 数値解析結果	149
(1) 側壁の改良幅と改良強度の関係	149
(2) 側壁部のロックボルトの効果	150
6.4.4 上・下半部を事前地山改良した場合の側部改良幅の掘削時の沈下の挙動	151
6.5 事前地山改良によるトンネル沈下抑制効果に関する数値解析のまとめ ..	151
第 7 章 事前地山改良体のトンネル掘削時の挙動と評価手法	153
7.1 概要	153
7.2 事前地山改良体のトンネル掘削時の挙動	153
7.3 事前地山改良工の評価の手順	157
7.4 事前地山改良工の評価	158
7.4.1 事前地山改良工法の選定	158
7.4.2 事前地山改良形状の設定	158
7.4.3 横断面の安定性の評価	159
7.4.4 縦断面の切羽の安定性の評価	162
7.4.5 地山と事前地山改良体の応力の評価	163
7.5 事前地山改良体のトンネル掘削時の挙動と評価手法のまとめ	167
第 8 章 結論	169

第1章 序 論

1.1 はじめに

小土被りの地山における鉄道地下構造物は、従来、開削工法を基本とした箱型断面及び円形断面の構造として建設されている。

開削工法は、地表面の交差する道路の切り回し等があり、工期が長くかかりかつ工事費も嵩む状況となっている。このため、近年、トンネル掘削技術の進展に伴い、切羽を自立・安定させる適切な補助工法を併用することにより、未固結地山においても NATM の適用が可能となりトンネル構造物として建設される事例がみられるようになってきている。結果として、開削工法を選択するより工期も短く経済的になり、かつ地表面に大きな影響を及ぼさず、環境的にも有利になることになり、補助工法を併用が前提ではあるが小土被り未固結地山においても NATM 工法が用いられることとなってきた。

小土被りの地山のトンネル掘削は、未固結な地山を対象とすることになり、切羽の安定性、地表面への沈下の影響、地下水への影響等の問題点を抱えており、効果的な各種の補助工法が安定した掘削のためには必要不可欠となっている。この補助工法を併用した小土被り未固結地山での NATM 工法は、実際に最適に施工されているかと言えば、まだまだ検討すべき課題を多く含んでいる。一般的な補助工法の問題は、「不明確な導入効果」「作用メカニズムの解明」等が挙げられる。同じ現場で補助工法を適用しなかった場合、実際にはどのような状態になっているかを確認することは不可能である。安全に掘削・施工することが出来た結果が、補助工法の導入効果となるが、「別のやりかたで実施すれば」「もう少し経済的な工法があるのでは」というような印象が残るのも実際である。もちろん、補助工法を導入する際には、数値解析なのでその効果を検証するが、作用メカニズムが未解明な部分もあり、十分な検討とは言い難い。結果として、補助工法の導入で安全に掘削・施工は完了するが、補助工法が本体工法の工費より大きくなり、全体的な工事費を押し上げることになる。

本研究で対象とする事前地山改良工は、「もう少し経済的な工法があるのでは」という観点から実施工で適用されつつあるものである。事前地山改良工の対象となる地山で従来適用されてきた補助工法と比較すると経済的である。しかしながら、その作用メカニズムはいまだ十分解明されておらず、設計規範が確立されていない。

1.2 研究の目的と構成

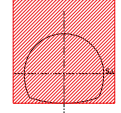
補助工法に関しては、施工性や導入効果に関する検討が行われ、各種の研究成果がまとめられている¹⁾。しかしながら、これらの研究は実施工上のトンネルの安定性の問題の検討が中心

で、補助工法の効果や作用メカニズムの解明は、未だ十分ではない。東北新幹線八戸・七戸間のトンネル施工では各補助工法の成果と課題がとりまとめられ、そのメカニズムや作用効果を解明しようとした検討はなされている。例えば、北川ら²⁾は、サイドパイルの作用メカニズムに関する検討をトンネル壁面とサイドパイルをモデル化した降下床実験により実施し、掘削により発生するすべり線をサイドパイルが交差することで、とも下がり等の沈下抑制効果が得られること示している。また、崔ら³⁾は、実施工の数値解析を通じて、サイドパイルと沈下に関する検討を行い、北川ら²⁾と同様の結論を得ている。結果として、掘削に伴うすべり線と壁面距離を確定し、それを交差する長さのサイドパイルを打設することを提案している。しかしながら、他の補助工法に関しては、定量的に設計を行うという点では、実際には種々の課題が残されているのが現状である⁴⁾。

東北新幹線八戸・七戸間においては、小土被り未固結地山でのトンネルが多く、この中で地表に障害物がない場合、掘削前に地表面からトンネル周辺地山の一部を縦断方向に連続して地盤改良を行う工法（以下事前地山改良工という）により施工し、その後に山岳工法による掘削が行われている。

この事前地山改良工の既往例としては、土被りの小さいトンネルで採用されており、施工実績としては表-1.1 に示すものがある。この地山改良はセメント系によるもので、改良強度は $1 \text{ N/mm}^2 (10 \text{ kgf/cm}^2)$ のものが多い。また、改良範囲については、土被り、地質条件、地上条件お

表-1.1 地山改良の施工実績

項 目	施 工 実 績					
	東北新幹線	東北新幹線	北陸新幹線	建設省	湘南国際村	JH北海道縦貫
	滝沢T	第2五日市T	新倶利伽羅T	大吉T	星山T	富良野
目 的	切羽安定	押さえ盛土	沢部盛土	切羽安定(坑口)	切羽安定	
土被り(m)	3.0	-2.0	-0.5	-0.5	2.0	10.0
工 法	セメント改良	セメント改良	エアモルタル	セメント改良	CDM	
設計手法	線形解析+実績	—	—	—	—	線形解析
改良範囲	上側	SL+7.25m	SL+7.75m	SL+8.25m	SL+8.25m	SL+10.25m
	下側	SL+3.45m	SL+0.00m	SL+0.00m	SL-2.75m	SL- 4.25m
トンネル天端改良厚(m)	2.00	2.50	3.00	3.00	3.00	5.00
改良加背	上半(35%)	上半(100%)	上半(100%)	上半(100%)	全断面	全断面
改良高	3.80	7.75	8.25	8.25	11.00	14.50
改良対象土	購入砂	購入砂	エアモルタル	購入砂	購入砂	購入砂
改良土設定強度(kgf/cm ²)	10.0	10.0	—	10.0	12.0	20.0
改良材添加量(kg/m ³)	70.0	—	—	199.0	180.0	40.0
仕上がり厚(m)	0.2	—	—	—	—	0.2
転圧回数(回)	10	—	—	—	—	10
コメント	対象地質は、粘着力=10tf/m ² 以上)、脚部沈下対策実施		上半脚部沈下(110mm)発生		良好	試験施工時に層境で崩落有り。接着用セメントミルク散布で対処
参考図						

よび沈下の許容度等により異なっており、天端のみを改良した事例、上半切羽を改良した事例および全断面を改良した事例等が報告されている^{5)~7)}。いずれもトンネル断面内を含めた地山を事前混合処理による改良土を用いて置換する地盤改良がなされている。一方、東北新幹線八戸・七戸間での事前地山改良による施工は、土被りの小さい牛鍵トンネルで最初に施工され^{8)~10)}、その後、いずれも土被りの小さい赤平トンネル、上北トンネル、九州新幹線博多・新八代間の新田原坂トンネル等多くのトンネルにおいて採用されている^{11)~15)}。ここでは、置換と現地山を改良する方法を用い、トンネル断面内を除く周辺地山を改良の範囲として行われている。この工法は地上からの施工であり、地山の地質の確認および工程の確保もでき、地表面の制約条件がなければ、掘削時の地山変位を小さく抑えることができ、かつ安定した掘削が可能で経済的な補助工法となっている。

しかしながら、既往例を含めこれらの事前地山改良工は、実施工による安定性の確認を主体としたもので、土被りの小さい領域での改良範囲（上半部のみ、下半部も含める）、改良強度の設定等は主に経験的な判断に基づいた個別の対応となっていることや、掘削時の改良体の横断方向の支保効果や切羽前方地山における先受け効果は定量的に検証されていないのが現状である。

そこで、本研究では、新幹線の小土被り未固結地山のトンネルで施工されている事前地山改良工を取りあげ、これらの未検証の課題について研究を行うこととした。

研究は、従来から研究されている先行支保の持つ横断方向の支保効果や切羽前方地山における先受け効果は事前地山改良工にも共通する事項があると考えられ、先行支保に関する実験と評価方法を既往の研究として行った。つぎに、東北新幹線の事前地山改良工を実施したトンネルを対象として、掘削時の地山と改良体の挙動に関して現場計測結果を分析し、地表面沈下や地中変位、土圧の作用状況等を整理した。つぎに、改良範囲をパラメータとした室内模型実験¹³⁾を行い、改良範囲が地表面沈下や土圧の変動に与える影響を比較検討した。さらに、事前地山改良工を実施したトンネルをモデル化した掘削挙動解析を行い、地山改良が周辺地山の応力状態に与える影響を評価した。以上の検討結果から、事前地山改良工のトンネル掘削時の沈下抑制効果を考察し、事前地山改良工の評価手法を提案するものである。

本論文は、本章と以下に示す7章より構成している。

「第2章 先行支保に関する既往の研究」では、先行支保の持つ横断方向の支保効果や切羽前方地山における先受け効果は、事前地山改良工もその効果を有しているものと考えられ、先行支保を既往の研究として取り上げた。内容については、先行支保に関する実験と先行支保の評価手法についてトンネルの掘削時の力学的挙動に関する既往の研究の成果として示した。

「第3章 小土被り未固結地山における NATM の補助工法等の現状と課題」では、小土被り未固結地山トンネルを数多く施工している東北新幹線（八戸・七戸間）での掘削工法と補助工法について述べ、実際の小土被り未固結地山トンネルの掘削時に用いられている補助工法を組み合わせた場合の現状の施工結果を示し、特に小土被りで切羽の安定、地表面沈下等の抑制効果が著しい事前地山改良工を研究の対象としたことについて述べる。

「第4章 事前地山改良したトンネルの計測結果」では、事前地山改良のスペックの検討と掘削時における計測結果から切羽の安定、沈下抑制効果について示す。

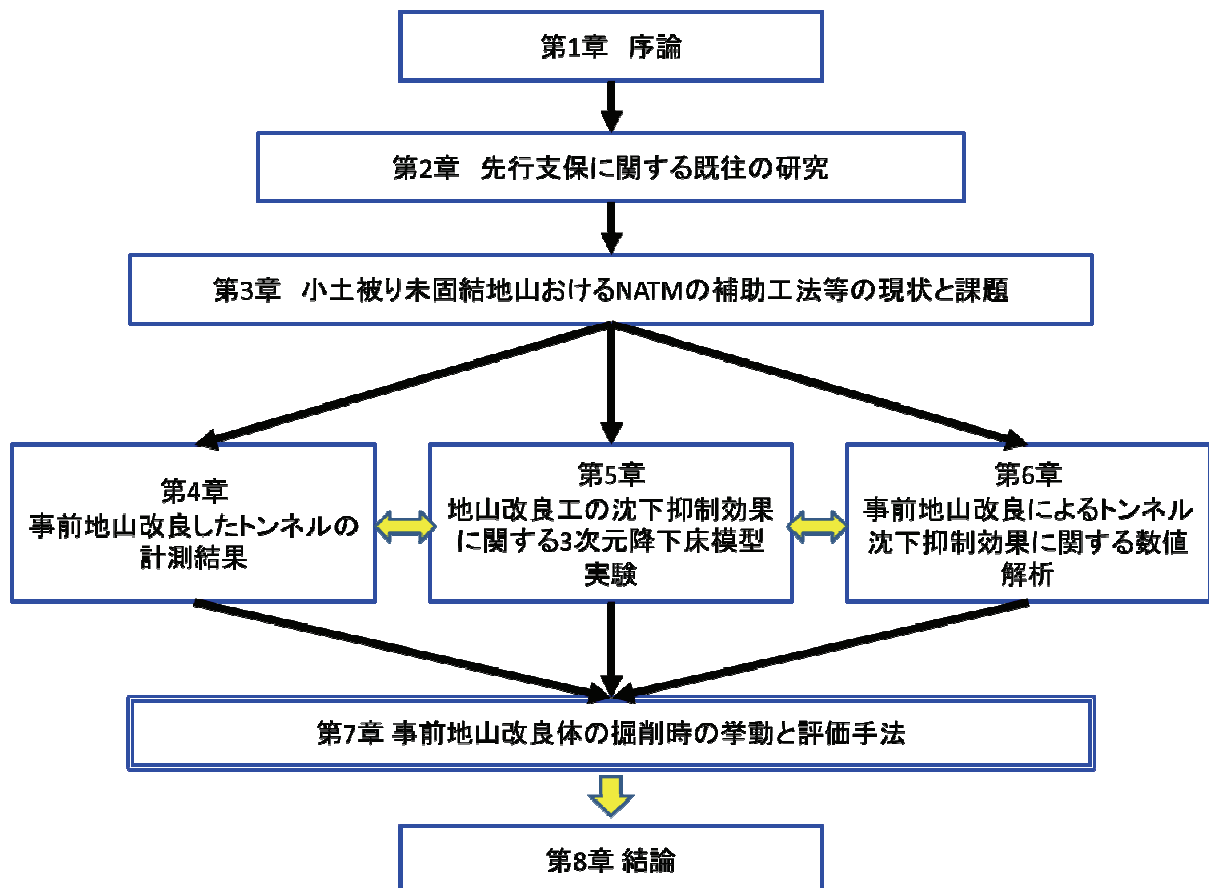
「第5章 地山改良工の沈下抑制効果に関する3次元降下床模型実験」では、模型実験により地山改良された地山を掘削した場合の沈下抑制効果・作用メカニズムを示す。

「第6章 事前地山改良によるトンネル沈下抑制効果に関する数値解析」では、事前地山改良の改良範囲、改良強度について有限要素法を用いたシミュレーション解析を実施し、沈下抑制効果とスペックの検証結果を示す。

「第7章 事前地山改良体の掘削時の挙動と評価手法」では、これまでに得られた事前地山改良工の検討内容を考察し、事前地山改良工の評価手法を提案する。

「第8章 結論」では、各章において得られた結論を取りまとめ、本研究の全体の結論を述べる。

図-1.1 に本研究の構成を示す。



第1章の参考文献

- 1) 土木学会：トンネル工学ライブラリー第20号 山岳トンネルの補助工法，丸善，2009.9.
- 2) 北川隆・後藤光理・田村武・木村亮・岸田潔・崔瑛・野城一栄：サイドパイルによるトンネル沈下抑制効果に関する実験的研究，土木学会論文集 F，Vol.65，No.1，pp.73-83，2009.
(doi: 10.2208/jscejf.65.73)
- 3) 崔瑛・岸田潔・木村亮・野々村政一・井浦智実：とも下がり発生時におけるサイドパイル工の地盤沈下抑制効果に関する数値解析，土木学会論文集 C，Vol.66，No.1，pp.718-728，2010.(doi:10.2208/jscejc.66.718)
- 4) 社団法人日本トンネル技術協会：東北新幹線における未固結小土被りトンネルの設計施工対策評価書（別冊），2008.
- 5) 熊耳哲雄・岡田良平・奥津一俊：土被りの薄い住宅地直下を貫く，トンネルと地下，Vol.32，No.7，pp.7-14，2001.7.
- 6) 吉谷進・小山忍・今岡彦三：浅層改良工法による坑口処理 高規格127号大吉トンネル，トンネルと地下，Vol.24，No.11，pp.15-24，1993.11.
- 7) 林康啓・高橋徹・岡千裕・杉本雅人：トンネル工法カルバートの設計および施工時計測結果，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集第6部，Vol.51，pp.670-671，1996.9.
- 8) 蓼沼慶正・磯谷篤実・小西真治・西山達也・奥津一俊：地山改良工を併用した低土被りトンネルの施工，トンネル工学報告集，Vol.13，pp.207-212，2003.11.
- 9) 北川隆・飯田廣臣・蓼沼慶正・奥津一俊・玉井靖広：低土被り土砂地山における地山改良工法の検討，構造工学論文集，Vol.50A，pp.45-52，2004.3.
- 10) 北川隆・磯谷篤実・奥津一俊・川口隆徳：地山改良とサイドパイルで小土かぶり土砂地山を掘削，トンネルと地下，Vol.35，No.4，pp.7-14，2004.4.
- 11) 田村栄二郎・松長剛：小土かぶり・帯水土砂地山トンネルの各種補助工法(その1)，トンネルと地下，Vol.39，No.10，pp.7-16，2008.10.
- 12) 登坂敏雄・玉井達毅：小土かぶり・帯水土砂地山トンネルの各種補助工法(その2)，トンネルと地下，Vol.39，No.12，pp.7-13，2008.12.
- 13) 中村純治・田野彰一：小土かぶり・帯水土砂地山トンネルの各種補助工法(その3)，トンネルと地下，Vol.40，No.1，pp.15-24，2009.1.
- 14) Konishi, S., Nishiyama, T., Iida, H., Miyabayashi, H., Tadenuma, Y. and Okutsu, K.: Face Stabilizing Method for Shallow Tunnels in the Loose Sandy Ground, *Proceedings of the ITA-AITES 2004 World Tunnel Congress & 30th ITA General Assembly*, Singapore, 2004.5.

- 15) 丸山修・吉村直人・鹿狹耕治：複数の開削予定小土かぶり区間を地盤改良により NATM で貫くー九州新幹線 新田原坂トンネルー，トンネルと地下，Vol.40，No.7，pp.7-16，2009.7.

第2章 先行支保に関する既往の研究

2.1 概要

最近の NATM によるトンネルの施工については、掘削方式においては大断面化が進み、また、地山においても強度が低い軟岩から土砂など未固結な地山まで、施工の領域が拡大している。この工法は経済的にトンネルを構築できることから、都市部の未固結地山での適用事例も多く見られる。その際、通常の支保パターン、施工法では切羽が安定せず、安全な施工が困難となることが少なくない。このようなトンネル施工におけるもっとも重要なポイントは、切羽の安定性の向上、地山の緩み防止、地表面沈下の抑制対策が上げられ、先行支保は、横断方向の支保効果や切羽前方地山における先受け効果を合わせ持ち、これらの事項に対して効果的な補助工法とされている。一方、事前地山改良工も横断方向の連続性と縦断方向の連続性による支保効果を有していると考えられ、その効果や評価は研究の参照とすべき点が多いと考え、先行支保に関する実験と評価方法について既往の研究としてとりあげた。

2.2 先行支保に関する実験

(1) 先行支保2次元実験

吉川¹⁾は、図-2.1、写真-2.1、表-2.1 に示す先行支保を模擬した模型実験により先行支保の打設範囲角度の違いによる効果の差を確認している。

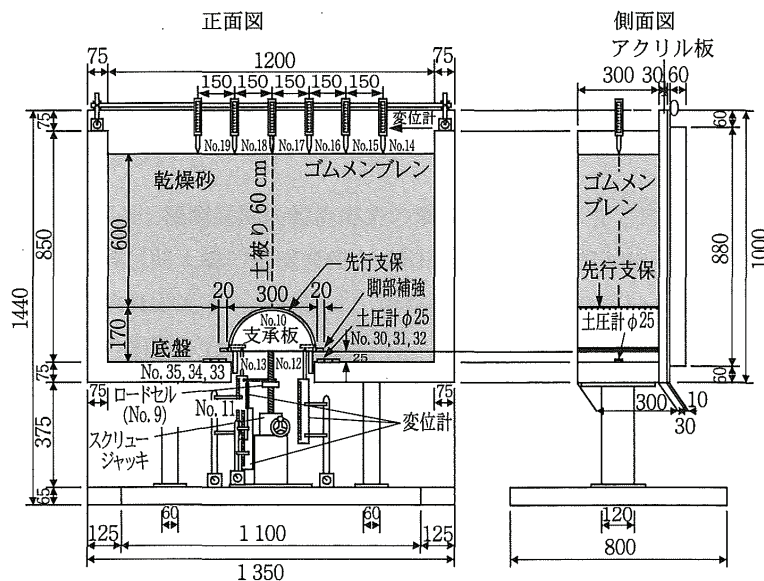


図-2.1 先行支保 2 次元実験装置¹⁾

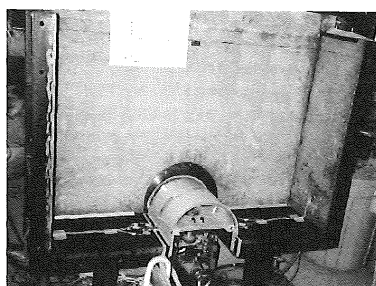


写真-2.1 先行支保2次元実験装置

表-2.1 先行支保2次元実験概要¹⁾

実験概要	
①	トンネル直径 (30 cm、半円筒)
②	地盤 (乾燥浜岡砂, $D_r=43.8\%$), 空中落下法により作成
③	土被り ($2D=60$ cm)
④	トンネル掘削模擬方法 (半円筒支承板の降下)
⑤	先行支保の材質 (アクリル)
⑥	先行支保の厚さ (3 mm)
⑦	先行支保の施工範囲 (無し, 90° , 120° , 180°)
⑧	先行支保脚部形状 (無対策, 脚部補強: 20 mm 張出)

先行支保2次元実験については、先行支保を設置した砂地盤で半円筒の支承板を用いた降下床実験を行い、図-2.2から以下のような結果を得ている。

- ・先行支保(先受け工)設置角が、 90° 、 120° 、 180° と大きくなると支承板荷重、すなわち先行支保より下部に加わる荷重はわずかな変位で減少しなくなる。
- ・この効果は脚部が安定しているものほど、顕著である。

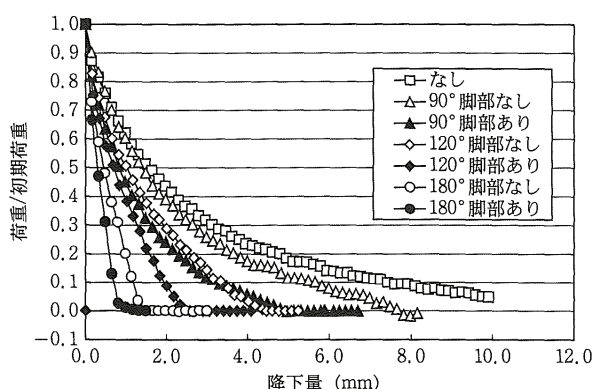


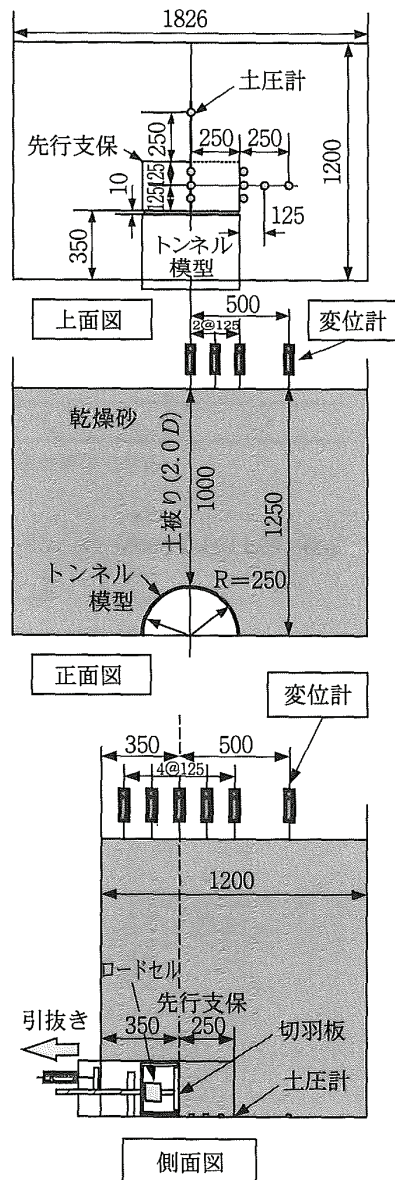
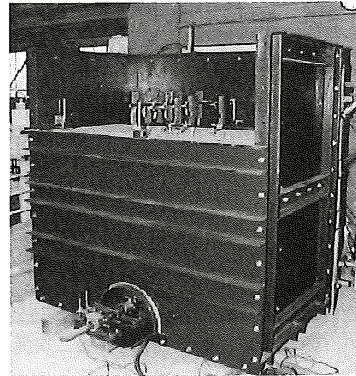
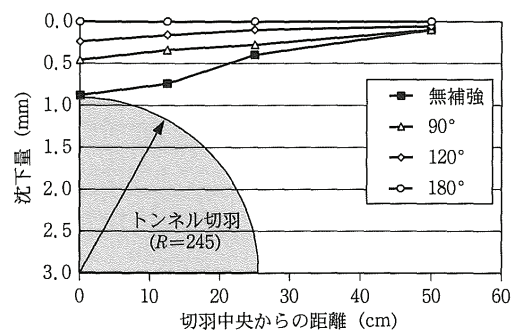
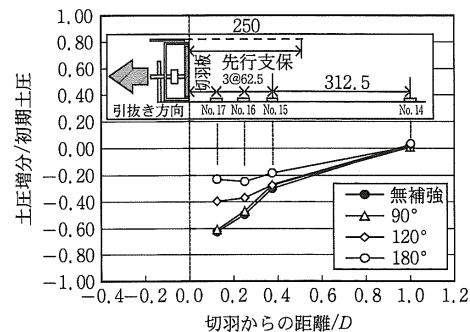
図-2.2 先行支保2次元実験結果¹⁾

(2) 先行支保3次元模型実験

小西ら²⁾は、図-2.3や写真-2.2に示す先行支保を模擬した模型実験により先行支保の打設範囲角度の違いによる効果の差を確認している。

実験方法は、切羽板を0.15 mmずつ引抜き、そのつど地表面沈下量や底盤部鉛直土圧等の各測定を行っている。先行支保には、塩ビ製板で厚み0.3 mmを用い、地盤条件については、(1) (文献1)) に示した2次元模型実験と同じである。図-2.4や図-2.5の実験結果から以下の結果を得ている。

- ・トンネル縦断、横断方向ともに先行支保の打設範囲角度が大きくなるほど、沈下量、沈下勾配および影響範囲が小さくなった。特に、先行支保の有無で顕著な違いがあった。
- ・トンネル縦断、横断方向とも 90° 以上で、先行支保打設範囲角度増加に従って、切羽板引き時の切羽前方底盤部鉛直土圧の変化が少なくなった。すなわち、切羽前方地山への掘削の影響が減少すると考えられる。

図-2.3 先行支保 3次元実験装置²⁾写真-2.2 先行支保 3次元実験装置²⁾図-2.4 面板引抜き 10 mm 時の横断方向の沈下量²⁾図-2.5 面板引抜き量 10 mm 時の切羽前面底盤部鉛直土圧増分比 (縦断方向)²⁾

(3) 先受け工の3次元掘削模型実験

石村ら³⁾は、先受け工の種類、設置範囲、長さの違いが地盤変状抑止効果に及ぼす影響を把握するために3次元の掘削模型実験を行っている。実験概要および得られた知見は以下のようである。

a) 実験装置および手順

実験は、図-2.6に示す土槽を用いて実際に直径 $D = 30$ cmのトンネルを掘削する方法となっている。地山は所定の含水比に調整した豊浦珪砂で作成し、作成途中で予め先受け工に相当する材料をトンネル覆工外周面と接触する地山位置に設置している。一掘進長として3 cm ($0.1 D$) の掘削

を手掘りにより行い、その後覆工を逐次建て込む方法となっている。

実験ケースは、土被り比 H/D を0.5 先受け工の長さを42 cmとして、先受け工の種類をシェルタイプと丸棒タイプの2種類、先受け工の設置範囲を天端120°および180°の2種類と条件を変化させている。表-2.2に実験条件を示す。

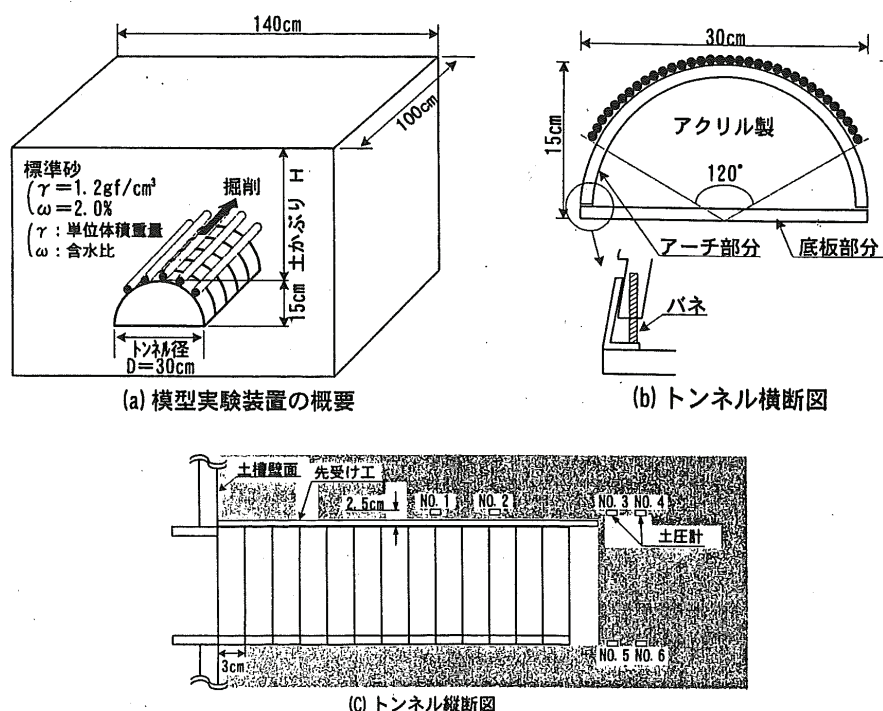


図-2.6 3次元掘削模型実験の概要³⁾

表-2.2 実験条件一覧

No.	土被り比 H/D	先受け工の種類	先受け工の範囲	材質	先受け工寸法 (径・長さ) [mm]	先受け工間隔
1	0.5	無	-	-	-	-
2		シェルタイプ	天端120°	アクリル	厚さ5, 長さ420	-
3			天端180°			-
4		丸棒タイプ	天端120°	アクリル	外径4, 長さ420	0 (なし)

b) 得られた知見

① 地表沈下の抑止効果

図-2.7は、先受け工の種類がシェルタイプと丸棒タイプのケースについて、42 cm掘削した後の最終の地表沈下曲線を切羽位置との関係で示している。図より、切羽位置および切羽前方位置での地表沈下を比較し、先受け工がない場合に比べて先受け工がある場合のほうが若干小さい値を示しており、切羽前方に対する地盤変状抑止効果が認められる。

また、切羽通過後の沈下量も先受け工がある場合が小さくなっており、地盤変状抑止効果が現れている。特に、シェルタイプは最終の沈下量が先受け工がない場合に比べて約1/2の値となっており、地盤変状抑止効果が高いことが示されている。

図-2.8はシェルタイプ先受け工の設置範囲を変化させたケースについて、42 cm掘削した後の最終の地表沈下曲線を切羽位置との関係で示している。図より、先受け工の設置範囲を 120° から 180° に広げた場合は、最終沈下量が先受け工なしに比べて約1/3まで地盤変状を抑止できる結果となり、先受け工の設置範囲が広いほうが、地盤変状抑止効果が大きいことを示している。また、切羽位置直前の沈下も先受け工なしに比べて約1/3以下の小さい値を示しており、設置範囲を広げるにより切羽位置直前に対しても高い地盤変状抑止効果が期待できることが示されている。

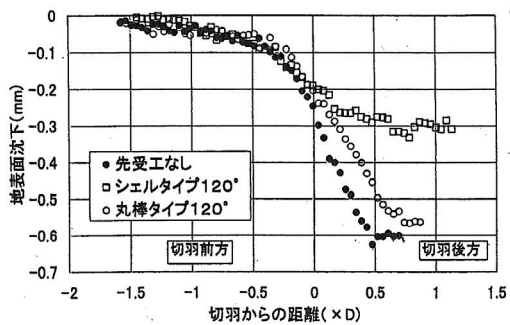


図-2.7 先受け工の種類による地盤変状抑止効果³⁾

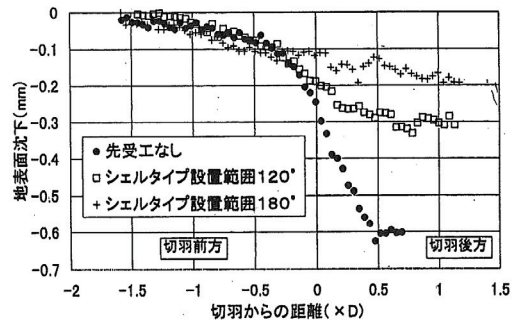


図-2.8 先受け工設置範囲による地盤変状抑止効果³⁾

② 切羽の安定性向上効果

図-2.9はトンネル天端先受け工上部付近の鉛直方向土圧の変化をトンネル切羽位置との関係が示されている。先受け工なしの場合のトンネル天端付近の鉛直土圧は、切羽前方約 $0.6D$ 程度から初期土圧に対して上昇する傾向が現れ始め、約 $0.5D$ から $0.4D$ 程度で最大値を示し、その後切羽進行に伴って低下することが示されている。一方、横断方向に連続したシェルタイプで比較的

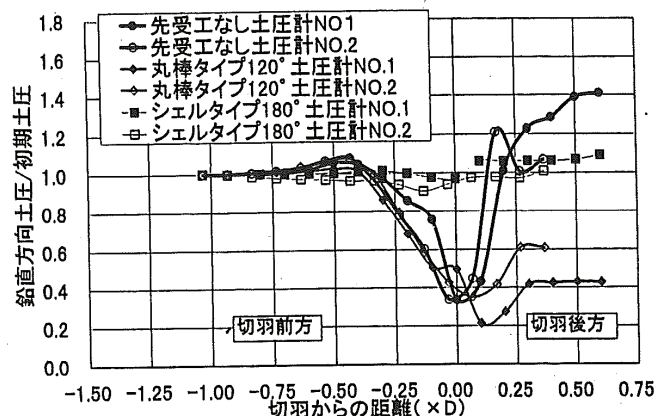


図-2.9 先受け工上部の鉛直方向土圧の変化³⁾

剛性のある先受け工では、トンネル掘削に伴う変化はあまりみられず、切羽前方の緩みもほとんど生じていないことが分かる。地盤変状抑止効果が高い先受け工を実施した場合には、初期応力状態に近い状態で推移し、周辺土圧の変化も小さく、トンネル掘削に伴う切羽前方での鉛直土圧

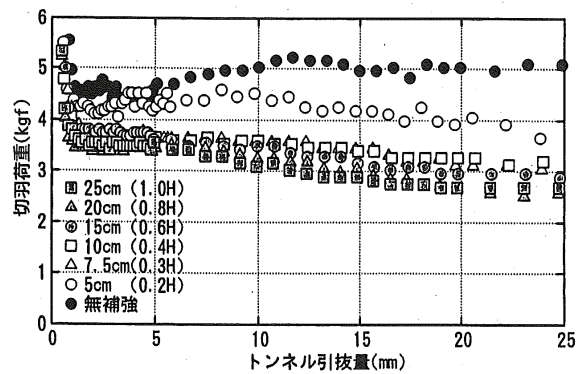
相良ら⁴⁾は、プレライニングをケント紙でモデル化し、乾燥砂を使った模型実験を行っている。実験概要および得られた知見は以下のようである。

実験装置を図-2.10に示す。トンネルに相当する部分は直径(D)50 cm, 高さ(H)25 cmの鉄製の半円筒になっており、トンネル半円筒を引抜くことで掘削と切羽の崩壊を再現している。トンネル先端部は切羽面に作用する水平荷重を測定するためにロードセルを設置した。プレライニングは厚さ0.2 mmの市販のケント紙を上半180°の範囲に設置し、プレライニングの先受け長さを $0.2H$ から $1.0H$ まで変化させて、その影響を調べている。模型地盤は、乾燥砂を土被り87.5 cm($=1.75D$)まで投入して作製している。実験はトンネル半円筒を一定量引き抜き、その時の切羽面に作用する荷重、トンネル周辺の鉛直土圧、地表沈下を測定し、各ケースで比較している。

b) 得られた知見(比較的柔なプレライニングに対して)

① 切羽の安定性向上効果

トンネルの引抜き量と切羽面に作用する水平荷重の関係を図-2.11に示す。図ではトンネル円筒を引抜く直前の初期状態の荷重が省略しているが、わずか1 mmから2 mmの引抜き量で切羽荷重は初期荷重から急激に低下していることが確認できる。図から、プレライニングなし(図中は無補強)とプレライニングありを比較すると、プレライニングの長さが切羽高さの0.3倍以上で、プレライニングによる切羽荷重の軽減の効果が顕著にあらわれていることが示されている。

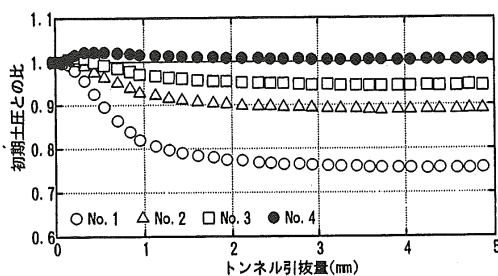
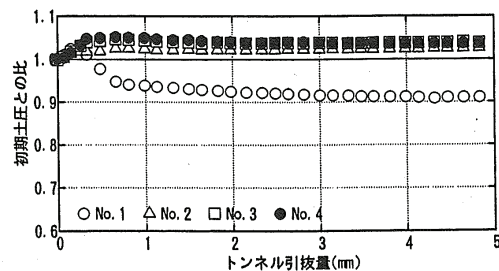
図-2.11 トンネル引抜きに伴う切羽荷重⁴⁾

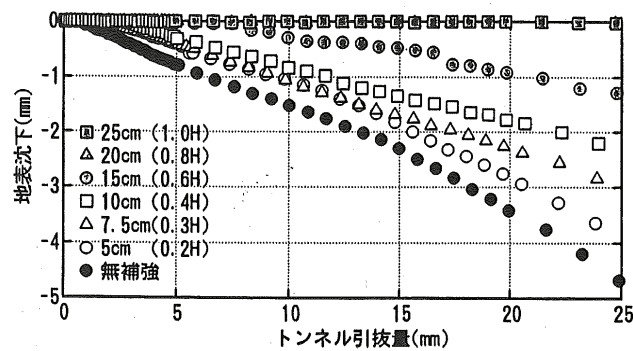
② 地山の緩み防止効果

図-2.12, 2.13は、トンネルを引抜く直前のトンネル側壁部の鉛直土圧を初期値とし、トンネルの引抜きに伴う側壁部の鉛直土圧の変化（初期土圧で無次元化したもの）が示されたものである。ここに、土圧計No.1～4はそれぞれトンネル側面から0～5 cm, 5～10 cm, 10～15 cm, 15～20 cmの間の鉛直土圧の平均値を意味している。図から、プレライニングを挿入することでトンネル側壁部の鉛直土圧が初期状態からあまり変化がないことが確認でき、プレライニングが側壁部の地山の緩みを防止していることが考えられる。

③ 地表沈下の抑止効果

図-2.14は、トンネルの引抜き量と地表沈下の関係が示されたものである。地表沈下測定点は、沈下の最大値が生じたトンネルセンターの切羽直上付近で、土槽前面から4.75 mmの地点である。図から、プレライニングなし(図中では無補強)の場合と比較して、プレライニングによる地表沈下の抑止効果が顕著なことが示されている。

図-2.12 トンネル側壁部の鉛直土圧の変化（無補強）⁴⁾図-2.13 トンネル側壁部の鉛直土圧の変化（プレライニング 0.8H = 20 cm）⁴⁾


図-2.14 トンネル引抜きに伴う地表沈下⁴⁾

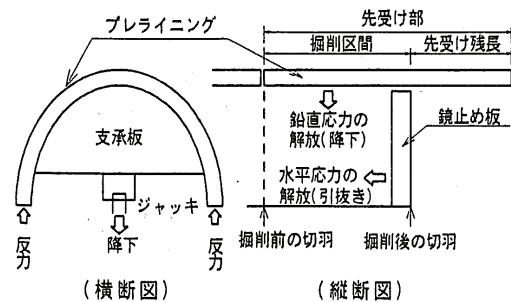
(5) プレライニングの先受け・支保機構に関する模型実験

米山ら⁵⁾は、プレライニングをアクリル板(厚さ3 mm) でモデル化し、乾燥砂を使った模型実験を行っている。実験概要および得られた知見は以下のようである。

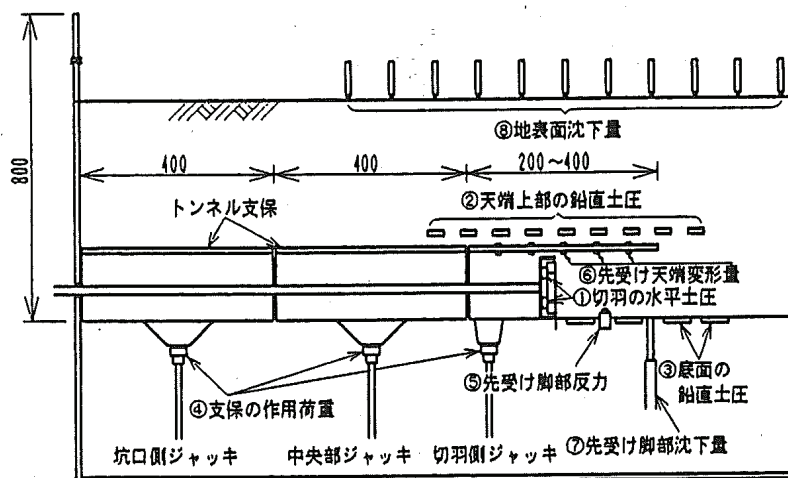
a) 実験装置および手順

実験の方法は直径30 cm の半円形断面を持つトンネル模型を乾燥砂中に埋設し、図-2.15の横断面図に示すように、これを円形落とし戸のように降下して掘削を模擬している。

切羽付近については、同図の縦断面図に示すように、切羽の掘削による鉛直応力の解放はプレライニングの降下で模擬し、トンネル軸方向の水平応力の解放は鏡止め板の引抜きで模擬している。トンネル模型およびプレライニングは厚さ3 mmのアクリル製で、延長1 mである。逐次掘削を模擬するためにこれを3分割し、各区間(坑口側40 cm, 中央部40 cm, 切羽側20 cm+先受け残長)はジャッキによりそれぞれ降下させることができる。


図-2.15 実験方法の模式図⁵⁾

計測項目および計測位置を図-2.16に示す。


図-2.16 計測位置 (トンネル縦断方向, 単位 * mm)⁵⁾

b) 得られた知見(比較的剛なプレライニングに対して)

① 切羽の安定性向上効果

切羽前方地山におけるトンネル軸方向の初期水平応力は、図-2.17に示すように、切羽の接近によって0に近づく。ライニングがない場合は、初期鉛直応力は増加しモール・クーロンの破壊崩落線（この実験では、乾燥砂が用いられているので見かけの粘着力をゼロとする）に接近し塑性域が生じやすくなる。一方、ライニングがある場合は、周辺地山の変形を拘束するため鉛直応力の変化量は小さく、初期応力に近く地山は安定化する。さらに、ライニングにより鉛直応力の低減ができるならば切羽の安定性が一段と向上するものと考えられる。

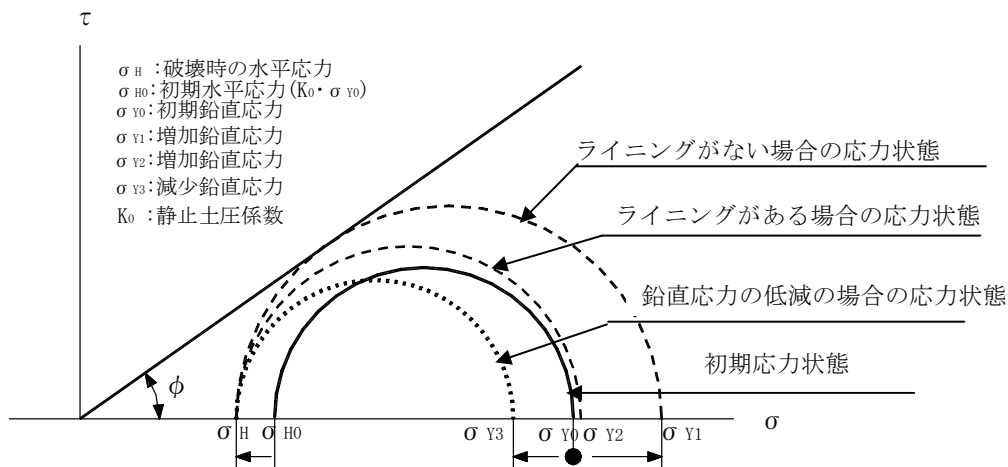
図-2.17 切羽前方の応力状態の概念図⁵⁾

図-2.18は、切羽前方 $h/3$ (h : 切羽高さ) の位置における鉛直土圧に着目し、先受けの有無および先受け残長の違いが鉛直土圧に与える影響を、水平応力解放時および鉛直応力解放時のそれぞれの変化量で比較したものである。プレライニングの効果について図をみると、天端上部の規準化された鉛直土圧は、水平および鉛直応力解放時とも、先受け残長が長いほどその変化量が小さくなっている。一方、切羽の安定性に直接影響するのは、プレライニング天端位置より下方の切羽前方鉛直土圧であると考えられる。しかしながら、規準化された底面鉛直土圧の変化量をみると、切羽前方鉛直土圧は、先受け残長ばかりでなく、プレライニングの有無の影響もほとんど受けていないことがわかる。これは、図では切羽側ジャッキの降下量を一律に1mmとして比較しているためであると思われる。

切羽の安定化を目的として切羽前方鉛直土圧を低減するためには、図-2.19に示すように、先受け残長にかかわらず降下量を小さくすること、すなわち掘削区間の天端沈下をプレライニングによって最小限に止めることが重要であることが示されている。

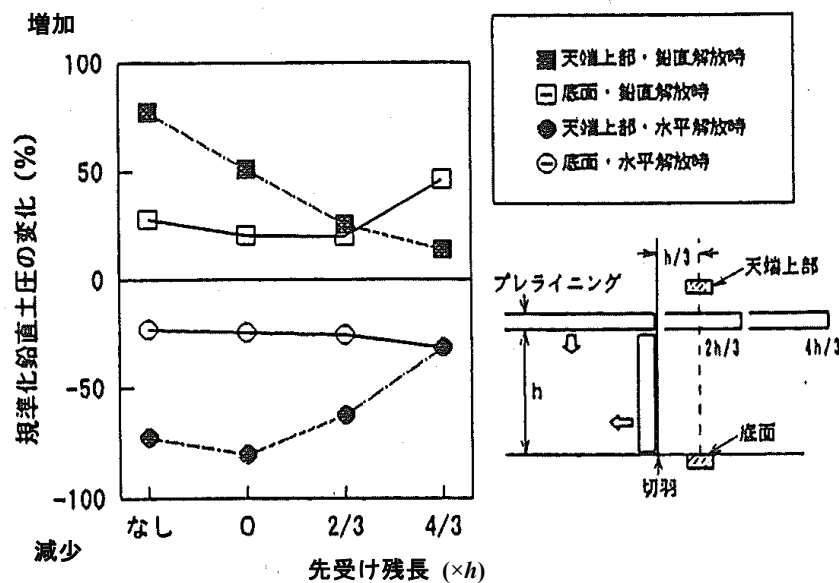


図-2.18 切羽前方 $h/3$ における鉛直土圧の変化⁵⁾

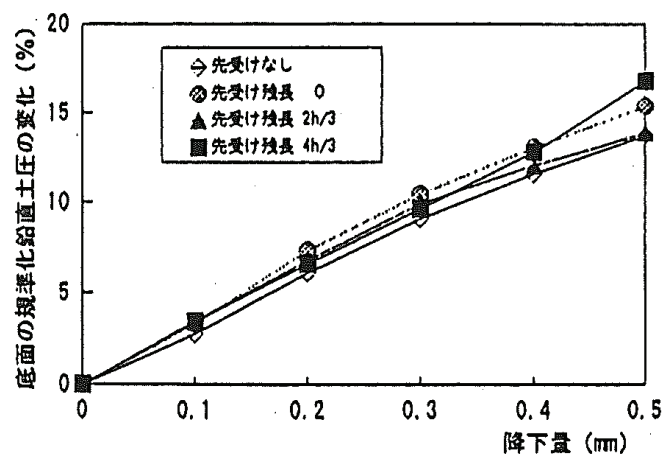
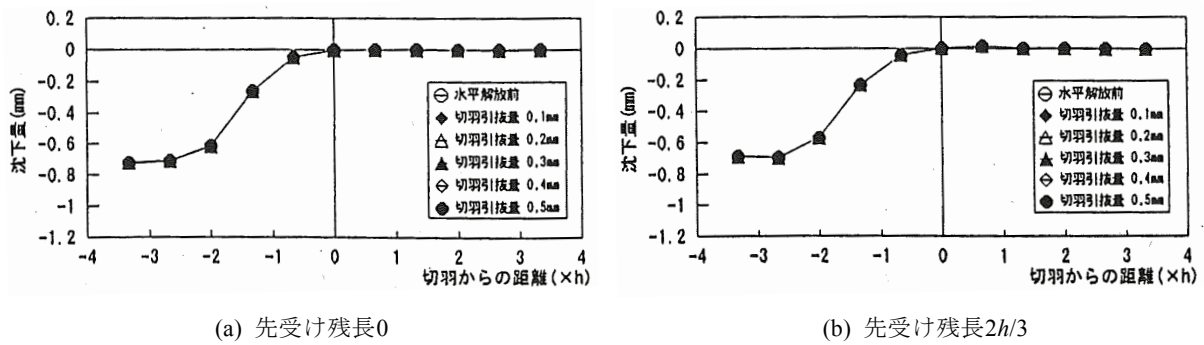
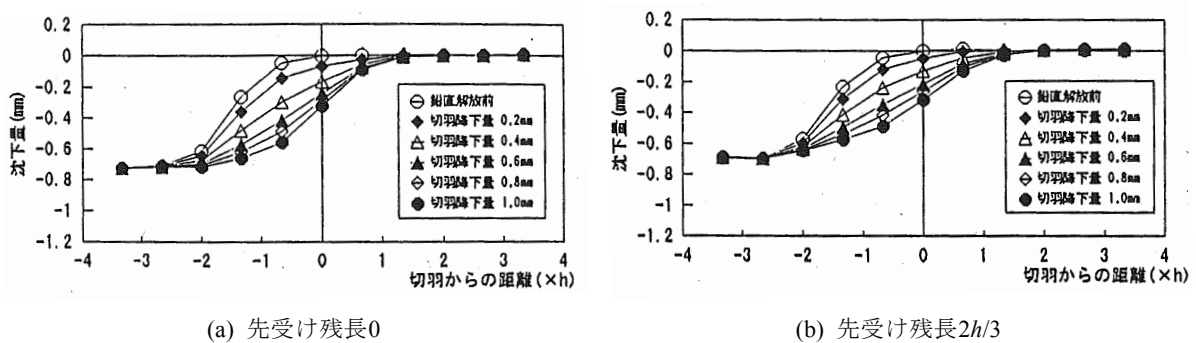


図-2.19 降下量と切羽前方底面の鉛直土圧の変化⁵⁾

② 地表沈下の抑止効果

トンネル掘削に伴う地表沈下には、掘削時の応力解放による沈下と切羽などにおける地山の崩壊が地表面に達して生じる沈下がある。まず、切羽の水平応力解放時の地表沈下曲線の一例を図-2.20に示す。これらの図から、プレライニングの先受け残長が短くとも、切羽接近に伴う水平応力の解放のみでは、地表面の先行沈下はほとんど進行しないことがわかる。

掘削区間の鉛直応力解放時の地表沈下の一例を図-2.21に示す。これらの図から、プレライニングの先受け残長にかかわらず掘削区間における鉛直応力の解放は、先行沈下を含めた地表面の沈下を進行させることが確認できる。すなわち、先受け効果は、掘削区間の鉛直応力の解放をプレライニングで抑制することで得られる。このような先受け効果に対する先受け残長の影響は小さく、先受け残長の短い場合でも鉛直応力の解放を抑制すれば、高い先受け効果を得ることができる。また、その効果は、部材自体の剛性でなく、地山との複合剛性に依存していることを示している。

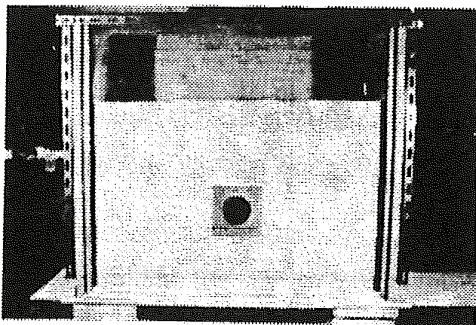
図-2.20 水平応力解放時の地表面沈下曲線⁵⁾図-2.21 鉛直応力解放時の地表面沈下曲線⁵⁾

(6) 薄肉柔支保の支保機構に関する模型実験

足立ら⁶⁾は、薄肉な柔支保をトレーシングペーパー等でモデル化し、乾燥砂を使った模型実験を行った。この実験は、プレライニングを直接モデル化したものではないが、トレーシングペーパー内側のトンネル円筒を引抜く実験であることから、プレライニングに関する実験と見なすことができる。実験概要および得られた知見は以下のようである。

a) 実験装置および手順

実験装置を写真-2.3に示す。土槽は高さ80 cm、幅90 cm、奥行き30 cmであり、トンネルに相当する部分は直径8 cmの金属円筒になっている地山材料は、乾燥砂(珪砂)が用いられている。吹付けコンクリートとして用いた紙を表-2.3に示す。実験の手順は、①金属円筒を土槽に挿入する

写真-2.3 実験装置⁶⁾表-2.3 実験に用いた紙の諸元⁶⁾

	Paper type	weight (g/m ²)	thickness (mm)
No.1	Kent paper	154.3	0.180
No.2	tracing paper	60.0	0.058
No.3	tracing paper	50.0	0.050
No.4	tracing paper	40.0	0.045

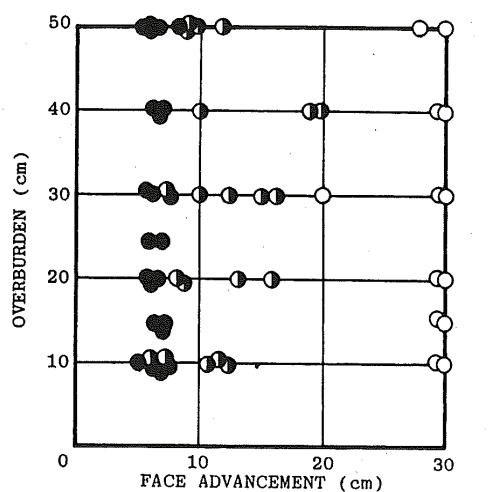
②所定の紙を金属円筒の外側に巻く, ③所定の被りまで砂を土槽に入れる, ④各土被りに対して, 金属円筒を引き抜き, トンネルが破壊した時の引抜き量を記録する. 金属円筒の引抜き量を以下ではトンネル掘進長と呼ぶことにする.

b) 得られた知見

① 地山の緩み防止効果

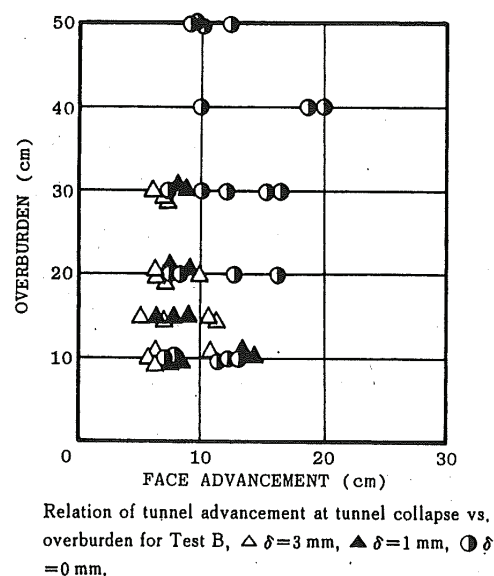
図-2.22は実験A, すなわち覆工の厚さの違いによる破壊耐力をトンネル掘進長について示したものである. 図より, 最も薄いNo.4覆工の場合, トンネル掘進長が5 ~ 7cmで, 土被りによらずすべて破壊に至っている. No.3覆工では, 破壊時のトンネル掘進長は増加しており厚いNo.2覆工となると掘進長は30 cmに達し, トンネルは破壊しない. このように, 乾燥砂から成る地山であっても, 薄紙覆工のわずかな反力によって地山の安定性を確保できることが示されている.

実験Bは, 金属円筒を引き抜く前に所定の緩みを地山に与えて行った. この実験には表-2.3のNo.3覆工が用いられ, 与える緩み量と土被りをパラメーターにして, 緩みがトンネルの安定性に及ぼす影響が調べられている. 実験結果を図-2.23に示す. 図において, ばらつきはあるものの緩み量が多いほど掘進長は減少し, トンネルが不安定となる傾向が確認できる. この理由は, 地山を緩めることで覆工反力が一様とならず, 覆工に曲げモーメントが生じることによると考えられる. これらの結果から, トレーシングペーパーのような材料でも安定な支保となり得ることが示されている.



Relation of tunnel advancement at tunnel collapse vs. overburden for Test A, ○ No. 2 ● No. 3 ● No. 4.

図-2.22 土被りとトンネル掘進長 (実験 A) ⁶⁾



Relation of tunnel advancement at tunnel collapse vs. overburden for Test B, Δ $\delta=3$ mm, \blacktriangle $\delta=1$ mm, \circ $\delta=0$ mm.

図-2.23 土被りとトンネル掘進長 (実験 B) ⁶⁾

(7) Peckの思考実験⁷⁾

柔なたわみ性覆工では反力が一様に分布し, 覆工内に曲げモーメントが生じないことをPeckは異方応力場に円形トンネルを掘削する場合を想定し, 図-2.24を用いて以下のように説明している.

① 図-2.24(a)に示す応力場に, たわみ性を有し, 圧縮のリング応力には耐える円形リングを周

辺地山を乱すことなく押し込む。

- ② リング内部には土が残っているから、リングへの作用土圧分布は、初期の応力場が異方を有するので、図-2.24(b)の左側半分に示すように一様ではない。
- ③ つぎに、内部の土を取り去ると、たわみ性リングが平衡を保つためには作用土圧が一樣とならねばならない。したがって、図-2.24(b)の右側半分に示すように鉛直土圧が減少する一方、水平土圧は増加して一様分布となる。

このような土圧の再配分によって覆工は図中の点線のように楕円に変形するが、作用土圧は一樣となるから、覆工内に曲げモーメントは生じない。実際、完全なたわみ性覆工はあり得ないし、また単に力のつり合いのみでは問題は解決しないが、たわみ性覆工の機構をよく説明していると考える。

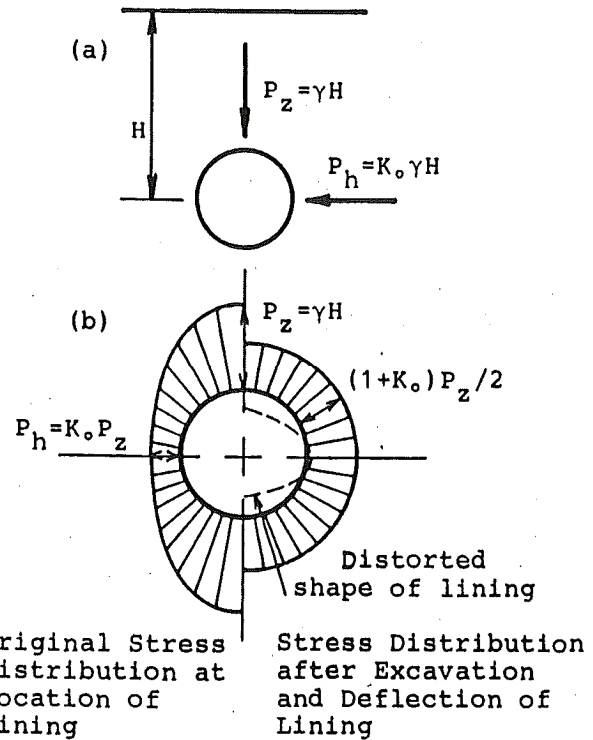


図-2.24 Peck の思想実験⁷⁾ ((a) Anisotropic stress condition in ground and (b) Uninformed earth pressure distribution before excavation at left hand side and uniform earth pressure distribution after excavation using flexible lining at right hand side)

(8) トンネル切羽の安定性に関する遠心力 模型実験

真下ら⁸⁾は、遠心力载荷装置により切羽の安定性に関する模型実験を行っている。この実験は、プレライニングを直接モデル化したものではないが、切羽の安定に関して多くの知見が得られている。実験概要および得られた結果は以下のである。

a) 実験装置および手順

実験装置を図-2.25に示す。実験には前面が透明なアクリル板の砂箱を使用しており、砂箱にはアクリル製の半円筒と切羽を押さえる半円形の押さえ板からなる直径 $D = 8 \text{ cm}$ のトンネル模型が設置されている。実験はト

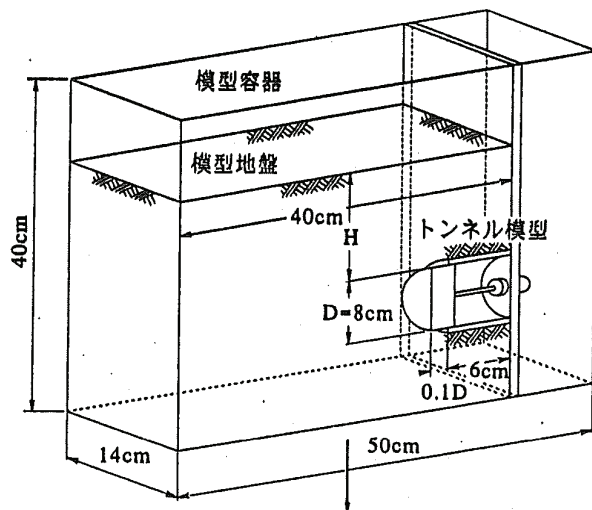


図-2.25 実験装置概要図⁸⁾

ンネル模型を埋め込んで作成した模型地盤を遠心载荷し、所定の遠心加速度に達した段階でトンネル模型の押さえ板を引き抜いて切羽での応力解放を行い、その際の切羽の安定状態を調べた。地盤材料として、表-2.4に示す物性値を持つ豊浦硅砂と相模砂の2種類を使用し、それぞれについて土被り比 H/D を1.0, 2.0, 3.0と変化させている。

表-2.4 真下ら⁸⁾が実施した模型実験の地盤物性値

	豊浦硅砂	相模砂
比重 G_s	2.64	2.65
単位体積重量 γ_t [kN/m ³]	15.1	14.7
含水比 w [%]	6.5	11.6
粘着力 c_d [kPa]	4.6	9.6
内部摩擦角 ϕ_d [deg]	34.5	26.8

c_d, ϕ_d は一面せん断試験（垂直応力 $\sigma_n = 29.4 \sim 147.0$ kPa）により算定

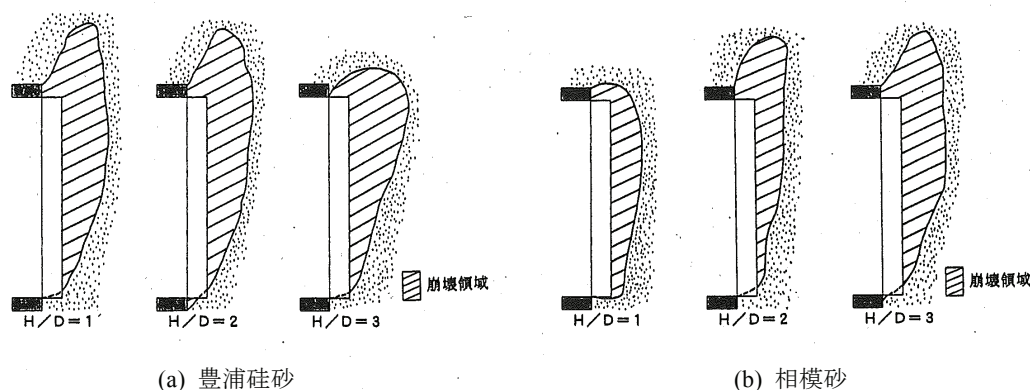
b) 得られた知見

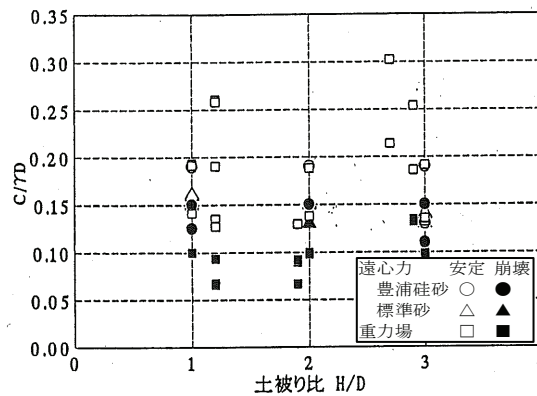
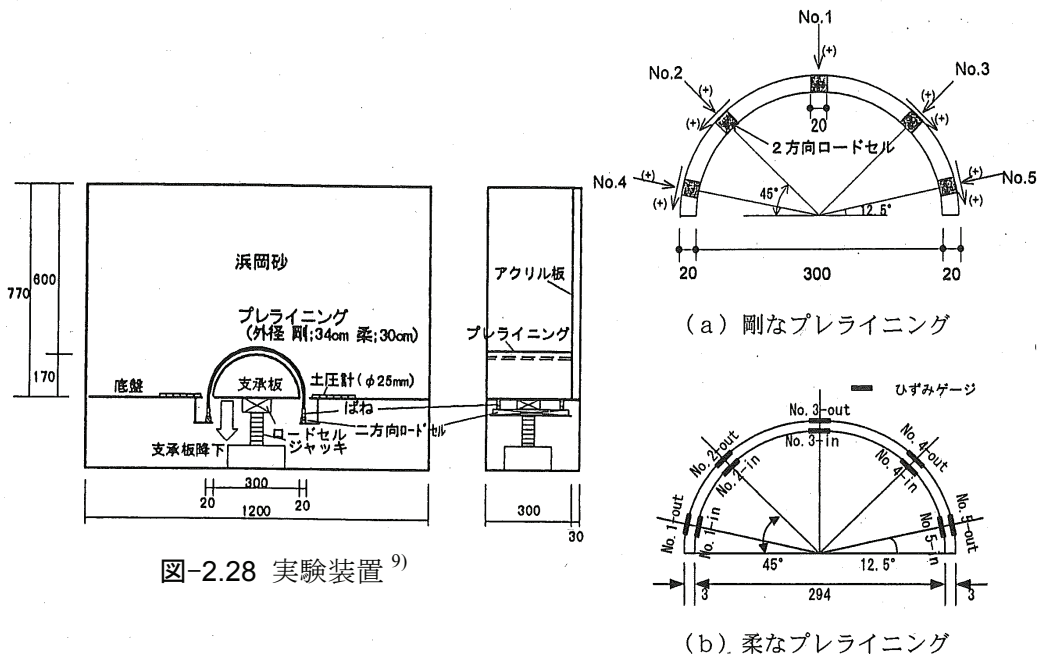
図-2.26は、豊浦硅砂および相模砂それぞれの土被り比について崩壊が発生したケースの実験土槽壁面における崩壊形状を示したものである。各ケースとも切羽底盤に近い位置に端を発するすべり面が切羽前方上部にかけて発生し、このすべり面が天端よりも高い位置で閉じてドーム状の崩壊が発生しているのが認められる。また、切羽の崩壊が発生している領域は切羽前方 $0.2D$ から $0.3D$ 程度までであり、これらの崩壊形状は土被り比、地盤材料にかかわらずほぼ同一のものとなっている。

図-2.27は、切羽の安定に必要な粘着力(c)を単位体積重量(γ)とトンネル径(D)の積で除した無次元量($c/\gamma D$)と土被り比との関係を示したものであり、図中には直径が10.1, 16.0, 21.6, 31.9 cmのトンネル模型を用いて実施した1g重力場の三次元模型実験結果も併せて示している。重力場、遠心力場での実験結果はともにトンネル径、土被り比の大きさに関係なく、無次元量($c/\gamma D$)の値として $0.13 \sim 0.17$ 付近に切羽の安定と崩壊の境界領域が見られ、湧水がない場合にはこのような無次元量($c/\gamma D$)を用いることにより切羽の安定性の評価が可能となることを示している。

(9) プレイニングに作用する土圧に関する模型実験

相良ら⁹⁾は、プレイニングを半円筒の亚克力板(厚さ3 mm)でモデル化し、トンネル横断方向の2次元模型実験からプレイニングに作用する土圧を検討した。実験概要および、得られた知見は以下のようなものである。

図-2.26 切羽の崩壊形状⁸⁾

図-2.27 切羽安定に必要な $c/\gamma D$ と土被り比との関係⁸⁾図-2.28 実験装置⁹⁾図-2.29 プレライニング模型⁹⁾

a) 実験装置および手順

実験装置を図-2.28に示す。土槽底盤の中央部に半円筒形のプレライニングを設置した。プレライニングには、剛性の異なる2種類の材料を用いた。ひとつは、図-2.29(a)に示すアルミ製の外径340 mm、厚さ20 mmの剛なプレライニングであり、もうひとつは、図-2.29(b)に示すアクリル製の外径300 mm、厚さ3 mmの柔なプレライニングである。プレライニングの内側にはトンネル切羽に相当する半円筒形の鉄製の支承板を設置し、この支承板を降下させることでトンネルの掘削を再現した。プレライニング脚部の下端はコイル状のばねで支持されており、ばねの強さを変えることにより、種々の強さの地盤に対応できるようになっている。

実験手順はプレライニング、脚部支持ばねおよび支承板を所定の位置に設置した後、空気乾燥状態の浜岡砂を一定の寸法の出口から自由落下させ、一様な地盤を作製した。土被りは、プレラ

イニング天端から60 cmの高さで一定とした．実験開始前にはプレライニング脚部は支持ばねと離れた状態であり，支承板が全土被り荷重を受けている．この状態から支承板を降下させ，掘削を再現し，支承板の降下に伴うプレライニングの沈下，脚部支持ばねを介して加わるプレライニング脚部の鉛直荷重等を計測した．これに加えて，剛なアルミ製のプレライニングでは作用する土圧をアクリル製の柔なプレライニングでは軸力と曲げモーメントが測定されている．

b) 得られた知見

図-2.30に強い方の脚部支持ばねを用いた場合のプレライニングの沈下と支承板に加わる鉛直荷重，脚部ばねが受け持つ荷重の関係を示す．同様に図-2.31に弱い方の脚部支持ばねを使用した場合の実験結果を示す．両図から，プレライニングの最終的な沈下や変形量が小さい(脚部地盤が強い)と，プレライニングに作用する土圧や脚部荷重は大きくなる．反対に，プレライニングの最終的な沈下や変形量が大きい(脚部地盤が弱い)と，プレライニングに作用する土圧や脚部荷重は小さくなる．このようにプレライニングの沈下，変形の度合いでプレライニングに作用する荷重やプレライニング構造体応力は変化する．したがって，プレライニングの沈下，変形に応じた設計荷重を用いる必要がある．

図-2.32は側壁底盤部の鉛直土圧の変化を示す．図は，鉛直土圧の増加分を初期土圧で無次元化したものである．図から，プレライニング周辺の土圧は増加しており，この傾向はプレライニングに近い位置の土圧計がより顕著である．これは，プレライニングがあることで側壁部の地山を緩めず，プレライニング側壁周辺にグランドアーチが形成され，その結果，側壁部の土圧が上昇したものと考えられる．

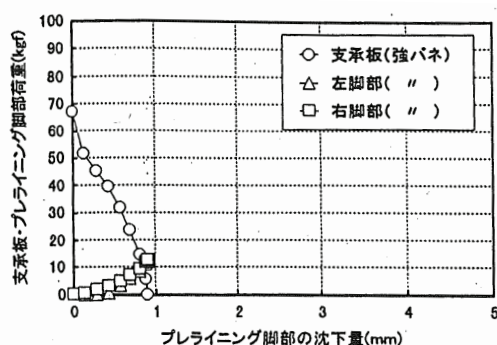


図-2.30 プレライニングの沈下量と脚部荷重の関係⁹⁾ (柔なプレライニング，強いばね)

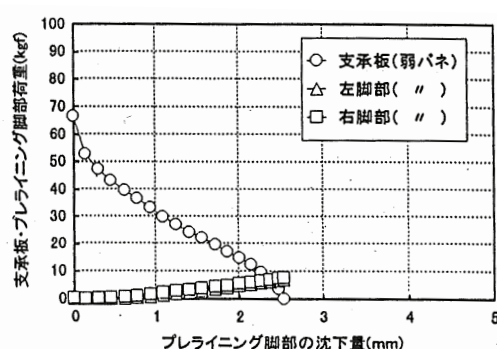


図-2.31 プレライニングの沈下量と脚部荷重の関係⁹⁾ (柔なプレライニング，弱いばね)

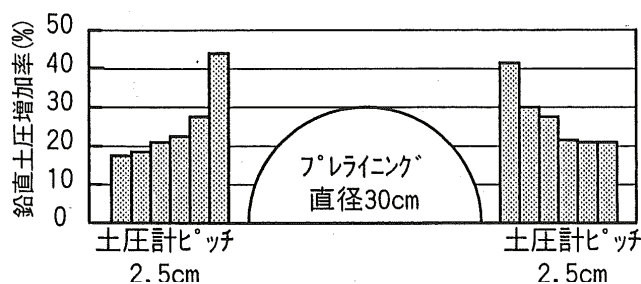
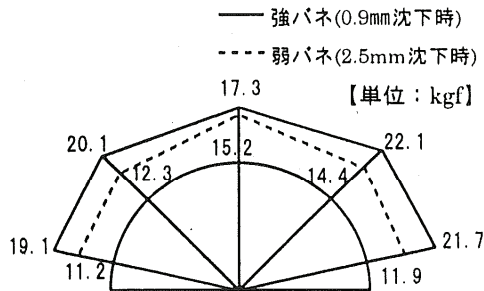
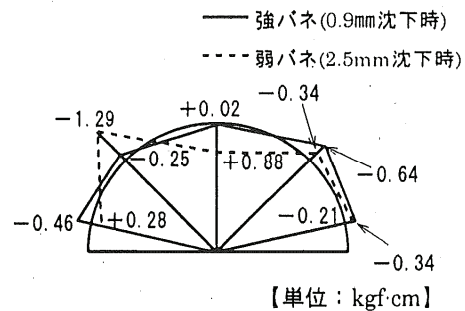


図-2.32 側壁底盤部の鉛直荷重の変化⁹⁾

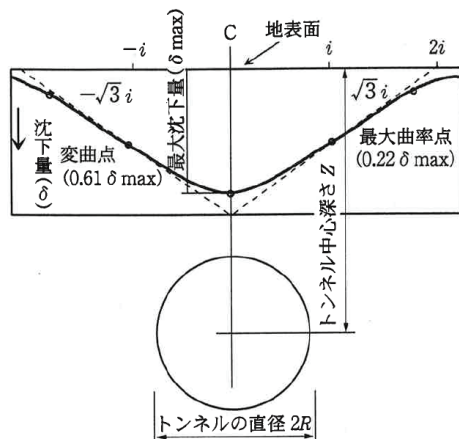
図-2.33, 2.34に強い脚部支持ばねを用いた場合と弱い脚部支持ばねを用いた場合の柔なプレライニングの軸力分布および曲げモーメントの分布を示す。両図から、柔なプレライニングでは円周方向に均等な軸力が発生し、曲げモーメントが小さいことから、鉛直方向と水平方向の作用土圧は一樣な分布になることが予想される。したがって、水平方向土圧係数(K)は1.0に近いものと考えられる。

図-2.33 プレライニングに作用する軸力⁹⁾図-2.34 プレライニングに作用する曲げモーメント⁹⁾

(10) トンネル掘削時の地山挙動に関する研究と模型実験

Schmidt¹⁰⁾ は、トンネル横断方向の地表面沈下形状が正規分布曲線で特徴づけられることを示し、正規分布曲線の評価に基づいた地表面沈下形状の特性化を行っている。さらにPeckは、都市トンネルにおけるシールドトンネル工事の実績から、トンネルの横断方向沈下形状が、図-2.35に示すような正規確率曲線の逆形状になることを示した。この成果を受け、Hanya¹²⁾, Fujita¹³⁾らは、数多くのシールド工事の実績からこの研究を裏付けている。

ゆるみ領域と沈下対策工に関して奥田ら^{14), 15)}は、現場における地表面沈下の測定結果から、垂直縫地ボルトが地表面沈下量を大幅に低減できることを確認しており、垂直縫地ボルトの打設範囲が不十分な場合にはせん断破壊領域が補強範囲外におよび、結果として地表面沈下が進行するとしている。



$$S(x) = S_0 \cdot e^{-\frac{x^2}{2i}} \quad (\text{cm})$$

ただし、 S_0 : 最大沈下量 (cm)
 x : シールド中心からの距離 (m)
 i : 曲線の変曲点までの水平距離 (m)

図-2.35 沈下形状を表現する正規確率曲線の形状¹¹⁾

未固結地山における小土被りトンネルを掘削する時の地山挙動の解明を目的として、これまで多くのモデル実験が行われてきた。中でも降下床実験（落とし戸実験）は、トンネル掘削時の応力解放に伴う塑性領域の拡大などのトンネル掘削時の地山の力学的挙動を端的に表現しうることから、数多くの研究がなされている。代表的なものとして、Terzaghi の落とし戸実験とそれに伴う土圧理論¹⁶⁾がある。Terzaghi は、粘土を含まない細かく破碎された岩石または砂質地山におけるトンネル土圧について、乾燥砂を用いた帯状の落とし戸実験から推論している。

村山¹⁷⁾、村山・松岡¹⁸⁾は、砂質土に対して種々の形式の降下床模型実験を行なうことによって、アーチ作用の効果を現象論的に考察し、これより砂質土中のトンネルに作用する土圧の発生機構について言及している。降下床の実験では、砂質土のような粒状土の2次元モデルとして種々の径のアルミ棒を平行に積んだ2次元的な積層体を地山材料に採用した。また、光弾性材料の棒の積層体も同様に用い、光弾性実験を行って粒子間力の伝達状況を観察した。これら棒の積層体の有する実験上の利点を生かしてアーチ作用に関する多くの実験事実を得て、それらを総合的に判断することでアーチ作用の機構について考察した。つまり、図-2.36 に示すように降下床と同一の移動を呈する Zone-I と、Zone-I に追従して移動する Zone-II、および Zone-II の外側にあつて移動しない Zone-III に分かれることを明らかにした。このことは変位の生じる領域と変位の生じない領域の存在、すなわち変位の不連続境界があることを意味している。

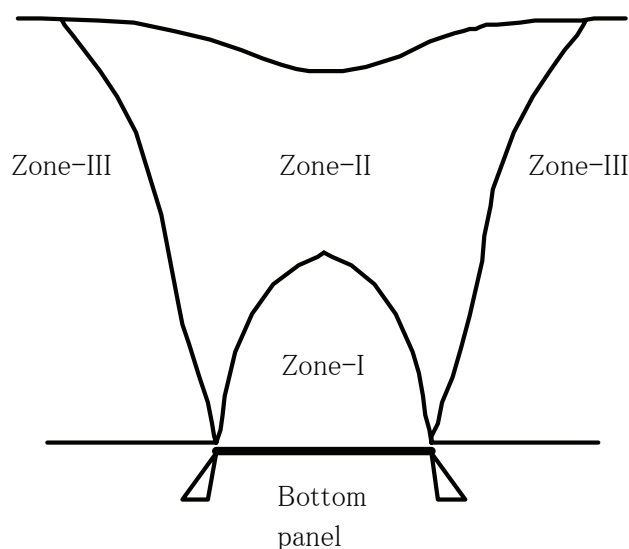


図-2.36 降下床実験により求められた模型地盤内の領域^{17), 18)}

2.3 先行支保の評価手法

(1) 切羽安定性の評価手法¹⁹⁾

切羽面の安定は、切羽前方のくさび土塊の安定度により評価する。先行支保がない場合は緩み荷重が土塊上部に直接作用するが、先行支保がある場合は緩み荷重を先行支保が支えることになり、くさび土塊に作用する荷重は軽減され切羽の安定性が高まる。この場合の安定性はくさび土塊のすべり面における滑動力と地山の抵抗力により評価される。

図-2.37, 2.38 は、プレライニングがある場合の縦断方向と横断方向の荷重状態を示したものである。切羽前方土塊上部の作用荷重強度 q は、緩み荷重強度 P_f からプレライニング効果(プレライニングと地山間の単位幅辺りの動員摩擦力 $\Sigma\tau_m/D'$) を差し引いて求められる。

$$q = P_f - \Sigma\tau_m/D' \quad (2.1)$$

ここで、 q : 切羽前方土塊上部の作用荷重強度 P_f : 緩み荷重強度

$\Sigma\tau_m$: 先行支保外面に作用する摩擦力の鉛直上向き成分の合力

D' : トンネル横断方向の先行支保打設幅 ($D \cdot \sin(\theta/2)$)

Q : 切羽前方土塊上部の作用荷重

$\Sigma\tau_m/D'$: 先行支保と地山間の単位幅当たりの動員摩擦力

$\Sigma\tau_m/D' = D(1 - \cos(\theta/2)) \cdot (c + \sigma_n \times \tan\phi) / D' = (1 - \cos(\theta/2)) \cdot (c + P_f \times \tan\phi) / \sin(\theta/2)$

σ_n : 先行支保外面の法線方向作用土圧強度

c : 地山の粘着力

ϕ : 地山の内部摩擦角

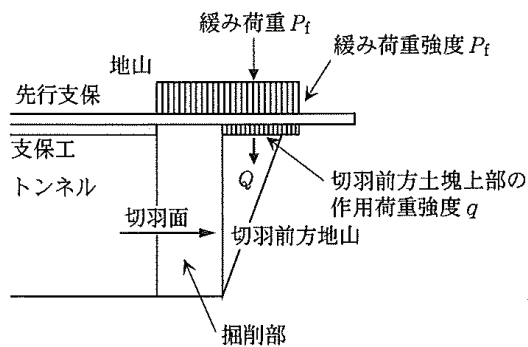


図-2.37 縦断方向の釣合い¹⁹⁾

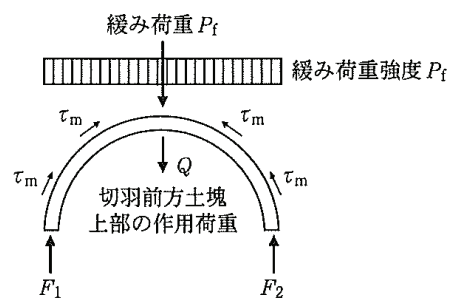


図-2.38 横断方向の釣合い¹⁹⁾

ここで用いる緩み荷重強度 (P_f) は、図-2.39 に示すように、切羽前方のすべり土塊を直線のすべり線を持つ楔状のブロックであると、その上面に作用するものとしたものがある。荷重の算定は図-2.40 のような地中の土塊を考え Terzaghi の緩み荷重の考え方を適用しトンネル縦断方向（緩み幅 d ）と横断方向（緩み幅 b ）の緩み幅を考慮し、鉛直方向の力のつりあいから次式により求められる。

$$P_f = (\gamma/X - c') \times (1 - e^{-HX}) \quad (2.2)$$

ただし γ : 単位体積重量 H : 土被り厚 X : 緩み荷重係数

c' : 粘着力の補正值 Terzaghi の式からは $c' = c/(K_0 \cdot \tan \phi)$ となる

この場合, 安全を考慮して砂質土で 0, 粘性土で 0.5 程度

K_0 : 静止土圧係数 Jaky の式より $K_0 = 1 - \sin \phi$

緩み荷重係数 (X) は, 切羽付近におけるトンネル横断方向の緩み幅 b とトンネル縦断方向の緩み幅 d に設定した場合の緩み荷重算定時の定数項としてまとめられたもので, 以下のとおりである。

$$X = 2K_0 \cdot \tan \phi \cdot (b + d)/bd \quad (2.3)$$

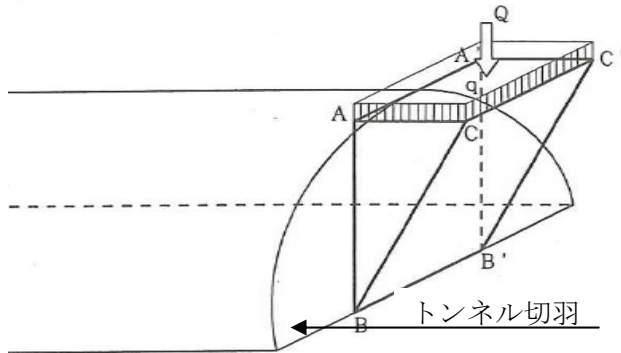
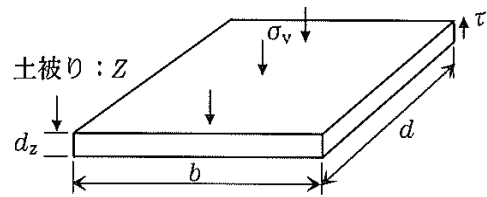


図-2.39 切羽前方における楔状のすべり土塊 (直線すべり線の場合) ¹⁹⁾



$$\tau = c + K_0 \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi$$

$$\sigma_v = P_f \text{ (緩み荷重強度)}$$

$$Z = H \text{ (土被り厚さ)}$$

図-2.40 地中土塊の応力状態 ¹⁹⁾

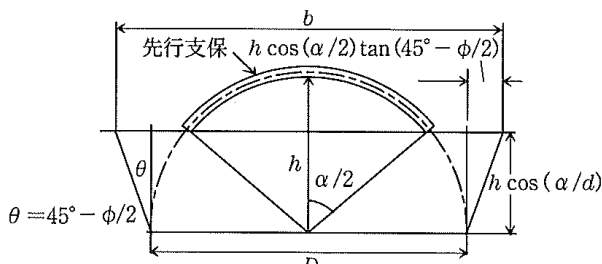


図-2.41 トンネル横断方向緩み幅 ¹⁹⁾

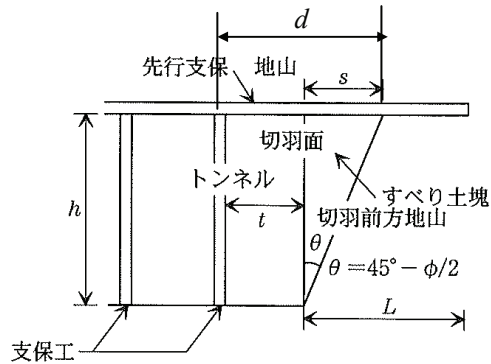


図-2.42 トンネル縦断方向緩み幅 ¹⁹⁾

つぎに, トンネル横断方向の緩み幅 (b) は図-2.41 に示すように切羽高さを h , プレイニングの打設範囲 α として, 次式で求める。

$$b = D + 2h \cdot \cos(\alpha/2) \cdot \tan(45 - \phi/2) = D + 2s \cdot \cos(\alpha/2) \quad (2.4)$$

ここで s は、図-2.40 に示される切羽前方のすべり土塊の上部の幅であり、切羽高さ h をと地山の内部摩擦角 ϕ を用いて $s = h \cdot \tan(45 - \phi/2)$ と示される。

一方、トンネル縦断方向の緩み幅 (d) は、図-2.42 に示すように掘削区間（一回の掘進長）を t として次式で求める。

$$d = L(t + s) \quad (2.5)$$

ここで t : 1回の掘進長（無支保区間） l : 先受け残長

L : 先受け残長による係数 $L = (l+s)/(2l+t+s)$

また，すべり土塊にかかる荷重として，掘削に伴う応力解放による縦断方向の応力再配分による増加荷重 (P_{fa}) を考慮する必要がある．この荷重は図-2.43 に示すように次式により求めることができる．

$$P_{fa} = q \times t/2 = (P_f - \Sigma \tau_m / D') \cdot t/2 \quad (2.6)$$

ここで P_{fa} : 縦断方向の応力再配分による増加荷重 D' : 先行支保横断方向の幅

以上のことより、プレライニングにおける切羽安定の評価は、緩み荷重強度 (P_f) および応力再配分による増加荷重を切羽前方すべり土塊に作用するものとして行う。この場合の荷重 Q は先受け残長 l とすべり土塊上部の幅 s により次式となる。

 $l < s$ の場合

$$Q = q \cdot l + P_f \cdot (s - l) + P_{fa} \quad (2.7)$$

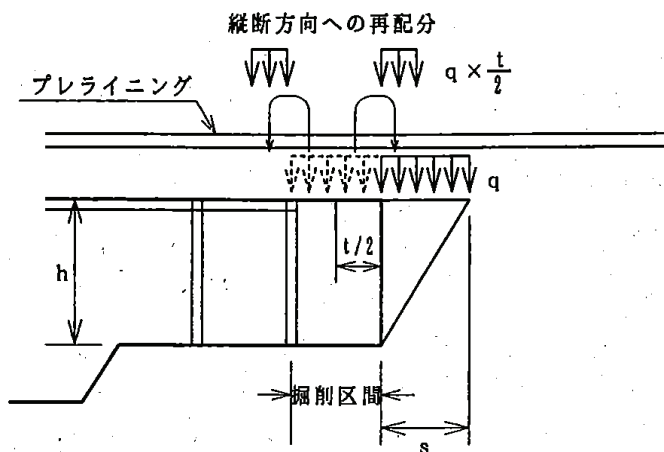


図-2.43 応力再配分による増加荷重¹⁹⁾

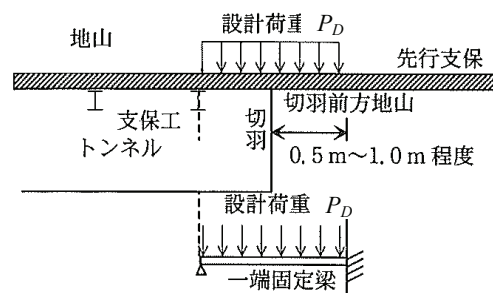


図-2.44 一端固定梁モデル¹⁹⁾

 $l > s$ の場合

$$Q = q \cdot s + P_{fa} \quad (2.8)$$

(2) 先行支保耐力の評価手法（簡易計算法）¹⁹⁾

はり構造を主体とするプレライニングは、たわみ性が高いため、耐力を検討する段階では、ある程度の沈下・変形が生じているものと考えられる。したがって、この場合の荷重として、式(2.2)で示した緩み荷重強度 P_f を設計荷重 P_D として用いることができる。この場合の計算法として、切羽側を固定端とした一端固定梁による方法と切羽直前の支保工を始点とするモーメントのつり合いによる方法がある。

a) 一端固定梁による方法による場合

梁のスパン L は図-2.44 に示すように、掘進長に切羽前方の仮想支点までの距離（0.5～1.0 m 程度）を加えた長さとして計算する。この時の曲げモーメントは次式であらわせる。

$$M_{\max} = (P_D \cdot L^2) / 8 \quad (2.9)$$

ここで、 M_{\max} は梁の最大曲げモーメント、 L は掘進長に切羽前方の仮想支点までの距離を加えた距離である。

b) モーメントのつり合いによる方法

図-2.45 に示すように、掘進長を L 、先受け残長を $\alpha \cdot L$ とすれば、支保工を支点とするモーメントのつり合いから、支点反力 R_s が求まり、これより梁のモーメントを算出することができる。

$$R_s = \frac{3 + 2}{2 \cdot (3 + \alpha)} \cdot P_D \cdot L \quad (2.10)$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \left[\frac{2L(3 + \alpha)}{3 + \alpha} \right]^2 \cdot P_D \quad (2.11)$$

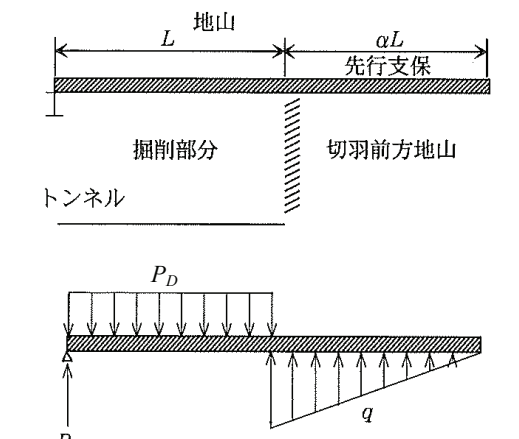


図-2.45 モーメントのつり合いモデル¹⁹⁾

2.4 先行支保に関する既往の研究のまとめ

先行支保は、切羽前方に構築するアーチシェル状の薄肉構造体により切羽の安定と沈下抑止を目的としたものであり、トンネル縦断方向の梁構造としての効果のみでなく、横断方向にもアーチとして支保効果を発揮するものである。事前地山改良工も地盤改良による縦断方向の連続体を有し、断面方向にも改良体がアーチの周囲にあり、先行支保と同様な効果が期待される。

先行支保を用いた実験結果および評価方法の研究は数多く行われており、これらの研究から、先行支保と異なる事前地山改良工の技術的課題がわかった。一つは、「事前地山改良工の改良体は縦断方向の連続体で先行地山への残長がことなること」、もう一つは、「先行支保は薄肉構造体であり断面方向での構造体の脚部地盤反力は比較的小さく考えている」ことである。

したがって、事前地山改良工としては、これらの新たな技術的課題の構築の必要性があると考ええる。

第2章の参考文献

- 1) 吉川和行・田口善文・小西真治・新井泰・斎藤貴:先受工の施工範囲角度に関する模型実験(その1), 土木学会第54回年次学術講演会, III-B 23, 1999.9.
- 2) 小西真治・大石啓司・新井泰・吉川和行・田口善文:先受工の施工範囲角度に関する模型実験(その2), 土木学会第54回年次学術講演会, III-B 24, 1999.9.
- 3) 石村利明・真下英人・真弓英大・藤井邦男:トンネル先受工の地盤変状抑制効果に関する三次元挽削模型実験, トンネル工学研究論文・報告集, 第8巻, pp.199-204, 1998.
- 4) 相良昌男・田口善文・香川和夫:都市トンネルにおけるプレライニングの補強効果に関する模型実験, 第30回土質工学研究発表会, pp.1971-1972, 1995.
- 5) 米山秀樹, 田口善文, 笹尾春夫, 相田健次:プレライニングの先受け・支保機構に関する模型実験, 土木学会論文集, No.589/III-42, pp.109-120, 1998.3.
- 6) 足立紀尚・田村武・八嶋厚:薄肉柔支保工(吹付けコンクリート, ロックボルト)の支保機構に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.358/III-3, pp.47-52, 1985.
- 7) Peck, R.B.: Deep excavations and tunnelling in soft ground, *Proc. 7th Int. Conf. on SMFE (State of the Art Volume)*, pp. 225-290, 1969.
- 8) 真下英人・鈴木正彦・猪熊明:トンネル切羽安定性の簡易評価法の提案, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.117-129, 1999.12.
- 9) 相良昌男・田口善文・米山秀樹・笹尾春夫:プレライニングトンネルの作用土圧に関する模型実験(その2), トンネル工学研究論文・報告集, 第6巻, pp.175-180, 1996.
- 10) Schmidt, B: *Settlements and ground movements associated with tunneling in soil*, PhD Thesis, University of Illinois, Urbana, 1969.
- 11) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル, 2002.3.
- 12) Hanya, T: Ground movements due to construction of shield-driven tunnel, Vol.4 Case Histories, *Proc. of 9th ICSMFE, Tokyo*, Vol.4, pp.759-790, 1977.
- 13) Fujita, K.: On the surface Settlements caused by various methods of shield tunneling, *10th ICSMFE*, Vol.4, pp.609-610, Stockholm, 1981.
- 14) 奥田庸, 阿部敏夫:垂直縫地ボルトを利用した地表面沈下の抑止に関する実験結果の評価と考察, 土木学会論文集, No.588, IV-38, pp.61-74, 1998.3.
- 15) 奥田庸, 阿部敏夫, 進士正人:土被りの浅い未固結地山トンネルの地表面沈下抑止方法に関する評価, 土木学会論文集, No.637, IV-45, pp.79-92, 1999.12.
- 16) Terzaghi, K.: *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, pp. 66-75, 1943.
- 17) 村山朔郎:砂層内局部沈下部にかかる垂直土圧, 京都大学防災研究所年報第11号B, pp.123-138, 1968.
- 18) 村山朔郎, 松岡元:砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第187号, pp.95-108, 1994.
- 19) 土木学会:トンネル工学ライブラリーVol.10 プレライニング工法, pp.149-151, p.177, 2000.6.

第3章 小土被り未固結地山における NATM の補助工法等の現状と課題

3.1 概要

我が国においてトンネルを構築する場合、近年の建設技術の進歩から、切羽を自立と安定させる適切な対策工（補助工法）を併用することにより、未固結地山においても NATM の適用が可能となり、その経済性やトンネルの断面形状を自由に変えることができることなどの理由から小土被り未固結地山においても適用事例が増加してきている。

本章では、NATM の適用の現状を整理し、つぎに、東北新幹線の小土被り未固結地山の NATM において採用された補助工法等の現状について述べ、施工結果の考察と課題を整理した。

3.2 未固結地山における NATM の適用

我が国では 1976 年に上越新幹線の中山トンネルでの膨張性地山において初めて NATM が試験的に施工され、施工対象の地山は軟岩や中硬岩、さらには補助工法の開発適用により未固結地山へと拡大している。

未固結地山では、第四紀洪積砂層を対象として土被りが小さく、かつ、均等係数の小さい崩壊性の含水洪積砂層（成田砂層）においても NATM が採用され適用範囲は拡大されている。これらのトンネルでは、地質、土被り、地下水位などの地山条件、環境条件などより厳しい条件を克服できる補助工法の適用によりなされたものと考えられる。

さらには、東北新幹線（八戸・七戸間）の第四紀洪積砂層の山岳トンネルでは小土被り未固結地山を対象とした新たな補助工法等の施工の試みがなされている^{1)~3)}。表-3.1 は現在までの NATM の代表的な施工例と東北新幹線における未固結地山の施工例を示したものである。

このような未固結地山において NATM によりトンネルを構築する場合は、掘削時の切羽の自立性と安定性が重要である。このため、事前の調査により地山条件や立地条件を十分に把握し、設計段階では、地形や地質、土被り、地下水位、トンネル断面、環境条件などに応じて、加背割り、支保の種類とサイズおよびピッチ、断面の閉合時期などの掘削工法と、切羽の安定対策などの補助工法とを選択することになるが、選択次第では工事費、工期、周辺環境などに大きな影響を与えることになるので、掘削工法と補助工法の最適な組合せを選択することがもっとも重要となる。

図-3.1 は、未固結地山における NATM の設計の手順の概略を示したものである。また、表-3.2 は一般に用いられている主な掘削工法を、表-3.3 は主な補助工法を示したものである。

表-3.1 NATM の代表的な施工例（文献 4）に加筆，修正）

トンネル名	特徴
○（1976）上越新幹線中山トンネル ○（1978）会津線向山トンネル ■（1978）国道 289 号駒止トンネル ○（1978）東北新幹線第一平石トンネル，第一栗須トンネル ○（1979）鹿島線大貫トンネル ○（1979）成田新幹線トンネル群 ○（1980）横浜地下鉄三ツ沢上町・下町トンネル ●（1981）横浜地下鉄岸根トンネル（篠原工区） ◆（1981）三沢川分水路トンネル ●（1982）近鉄東大阪線生駒トンネル ■（1983）町田市道・真米トンネル ■（1983）神戸高速道路井吹トンネル ■（1983）本四架橋鷺羽山トンネル ●（1984）北総線栗山トンネル ●（1986）東葉高速線習志野台トンネル ◆（1987）国分川分水路トンネル ○（1987）京葉線京橋（東京駅部）トンネル ■（1988）横浜横須賀道長浜トンネル ■（1989）都道網代トンネル ●（1990）札幌地下鉄月寒トンネル ■（1991）横浜市環状 2 号線港南トンネル ■（1992）本四公団舞子トンネル ■（2007）東北新幹線八甲田トンネル ■（2007）東北新幹線六戸トンネル ■（2007）東北新幹線牛鍵トンネル ■（2007）東北新幹線錦が丘トンネル ■（2007）東北新幹線上北・赤平トンネル	国内初の NATM による試験施工 国内初の中硬岩での NATM の本格施工 道路トンネル初の NATM の施工 土被り 2～15m，花崗岩が風化し固結度が極度に低下した真砂土における施工 土被り 2.5～12m，未固結地山（第四紀洪積砂層）での施工 滞水洪積砂層（成田砂層），大断面 NATM（145m ² ），初のサイロット NATM の施工 都市 NATM の先駆け，初の NATM による駅部の施工 初の市街地の地下鉄 NATM，複線→単線移行部に採用 変形大断面，補助工法に垂直縫地ボルトを適用 注入式フォアポーリングを併用 初の中壁式（CD）工法の採用 めがね型 NATM 2 段双設トンネルの施工 長尺注入式フォアパイリング，切羽砂層に乾燥防止剤吹付けを併用 初の CRD 工法の採用 初の RJFP，AB フォアパイリングの採用 大都市部で初の都市 NATM，垂直縫地ボルト，2 段サイロットを採用 マイクロパイル，大規模な RJFP，ロディンチューブを採用 RJFP，ウレタン注入式フォアポーリングを採用 自穿孔型ウレタン注入式フォアポーリング，補助ロックボルトを採用 大断面双設，D.D.NATM，注入式フォアポーリング，AGF の初めての採用 初のトレビチューブの採用 先進長尺ポーリング 圧入式短尺鋼管先受工法 事前地山改良工，鋼管鋼矢板圧入打撃工法 事前地山改良工 事前地山改良工

●：鉄道トンネル，■：道路トンネル，◆：その他（白抜きは着手年，それ以外は竣工年）

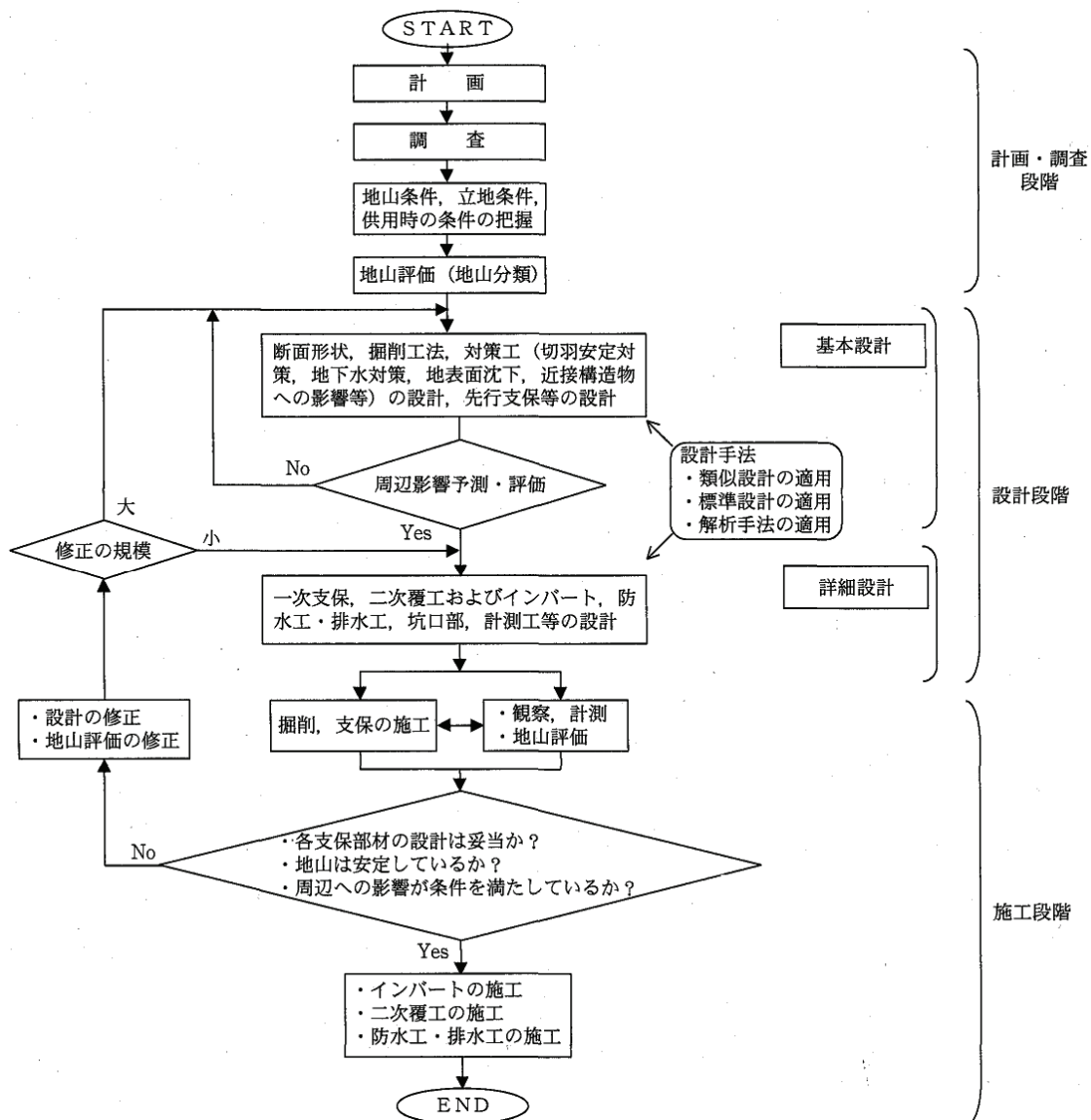


図-3.1 設計の手順 (文献 5) に加筆, 修正)

表-3.2 主な掘削工法⁶⁾

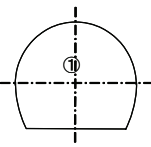
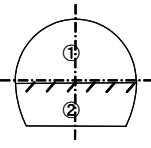
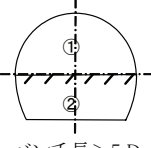
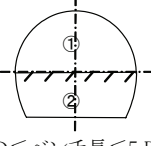
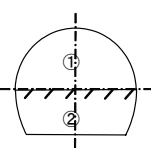
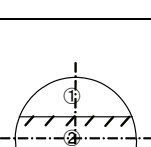
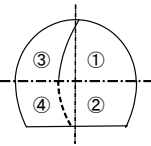
掘削工法		加背割り	適用条件	長所	短所
全断面工法			<ul style="list-style-type: none"> ・小断面トンネルにおける一般的施工法 ・大断面(60m²以上)では極めて安定した地山 ・中断面(30m²程度)では比較的安定した地山 ・良好な地山が多くても不良地山が狭在する場合には段取替えが多くなり不適 	<ul style="list-style-type: none"> ・機械化による省力化, 急速施工に有利 ・切羽が単独であるので作業の錯綜がなく, 安全面等の施工管理に有利 	<ul style="list-style-type: none"> ・トンネル全長が単一工法で施工可能とは限らないので, 補助ベンチ等の施工法の変更体制が必要 ・天端付近からの浮石の崩落がある場合には, 落下高さに比例して衝突エネルギーが増大するので注意を要する
補助ベンチ付全断面工法		 ベンチ長≒2~4m	<ul style="list-style-type: none"> ・全断面では施工が困難で, インバート閉合の必要のない程度に比較的安定した地山 ・全断面施工中に施工が困難になった場合 ・良好な地山が多いが部分的に不良地山が狭在する場合 	<ul style="list-style-type: none"> ・機械化による省力化, 急速施工に有利 ・切羽が単独であるので作業の錯綜がなく, 安全面等の施工管理に有利 	<ul style="list-style-type: none"> ・補助ベンチでも切羽が自立しなくなった場合の段取替えが困難
ベンチカット工法	ロングベンチカット工法	 ベンチ長>5D	<ul style="list-style-type: none"> ・全断面では施工が困難で, インバート閉合の必要のない程度に比較的安定した地山 	<ul style="list-style-type: none"> ・上半・下半を交互に掘削する交互掘進方式の場合, 省力化が可能 	<ul style="list-style-type: none"> ・交互掘進方式の場合, 工期がかかる
	ショートベンチカット工法	 D ≤ ベンチ長 ≤ 5D	<ul style="list-style-type: none"> ・土砂地山, 膨張性地山から中硬岩地山まで適用できる工法で最も基本的かつ一般的な施工法 	<ul style="list-style-type: none"> ・地山の変化に対応しやすい 	<ul style="list-style-type: none"> ・上半, 下半の作業時間サイクルのバランスがとりにくい ・上半盤と下半盤とを連絡する斜路が設けにくい場合が多く, ずり処理に工夫がいる
	ミニベンチカット工法	 ベンチ長<D	<ul style="list-style-type: none"> ・ショートベンチカット工法の場合よりもさらに内空変位を抑制する必要がある場合 ・膨張性地山等で早期の閉合を必要とする場合 	<ul style="list-style-type: none"> ・インバートの早期閉合がしやすい 	<ul style="list-style-type: none"> ・上半施工用の架台が必要となる ・上半部の掘削に用いる施工機械が限定されやすい
	多段ベンチカット工法		<ul style="list-style-type: none"> ・縦長の大断面トンネルで比較的良好な地山に適用されることが多い 	<ul style="list-style-type: none"> ・切羽の安定が確保しやすい 	<ul style="list-style-type: none"> ・閉合時期が遅れると不良地山では変形が大きくなる ・各ベンチの長さが限定され作業スペースが狭くなる ・各段のずり処理に工夫を要する
中壁分割工法		 上半のみ中壁分割する方法と上下半ともに分割する方法がある	<ul style="list-style-type: none"> ・地表面沈下を最小限に防止する必要がある土被りの小さい土砂地山 ・大断面トンネルで比較的不良な地山 	<ul style="list-style-type: none"> ・断面を分割することによって切羽の安定が確保しやすい ・地表面沈下を相当程度まで小さくすることが可能 ・側壁導坑先進工法より加背が大きく, 施工機械をやや大きくすることが可能 	<ul style="list-style-type: none"> ・中壁撤去時の変形等に留意が必要である ・中壁の撤去工程が加わる ・坑内からの特殊な補助工法の併用が困難である

表-3.3 補助工法の分類表 ⁶⁾に加筆

工 法		採用目的と効果									摘要
		施工の安全確保						周辺環境保全			
		切羽の安定						地下水位 低下対策 湧水対策	地表面沈下対策 近接構造物対策		
		天端の 安定	鏡の 安定	脚部沈下 の抑制	地下水 対策	先行変位 の抑制	掘削後の 変位抑制		先行変位 の抑制	掘削後の 変位抑制	
先 受 け 工	充填式・非充填式フォアボーリング	○									
	注入式フォアボーリング	○									
	圧入式短尺鋼管先受工	○									※1
	鋼管鋼矢板先受工	○									※1
	フォアパイリング(短尺、長尺)	○	※		★	○	○		○	※	
	パイプラーフ	○	※			○	○		○	○	
	水平ジェットグラウト	○	※			○	○		○	○	
	スリットコンクリート	○	※			○	○		※	○	
鏡 の 補 強	リングカット・核残し		○								
	鏡吹付け		○								
	短尺鏡ボルト		○								
	長尺鏡ボルト・長尺鏡補強工	○	○		★	○	※		○	※	
脚 部 の 補 強	補強ボルト			○			○			○	
	補強バイル			○			○			○	
	脚部注入			○			○			○	
	水平ジェットグラウト			○		○	○		○	○	
	仮インバート			○			○				
	根固めコンクリート			○			○			○	
	サイドバイル			○			○			○	※1
湧 水 対 策 ・ 地 山 補 強	水抜き坑	○	○	※	○						
	水抜きボーリング	○	○	※	○						
	ディープウエル	○	○	※	○			◎			
	ウエルポイント	○	○	※	○						
	止水注入	※	※	※	○	※	※	○	※	※	
	地山改良	○	○	○	※	○	○	○	○	○	※1
	垂直縫地	○	○	※		○	※		○	○	
	遮断壁	※	※	※	○	○	○	○	○	○	

評価の表示：○：採用の主目的、※：地山条件によっては効果のある項目または、主要目的から発生する副次的効果、★：地下水位の確認や突発湧水対策としての探り穿孔の効果、◎：リチャージウエル工法との併用、いずれも効果の大きさを示すものではない

印を記した目的でも地山条件によっては効果の乏しい場合があり、同じ工法の範疇にあっても、個別の工法によって効果に差が生じる場合があるので、選定にあたっては適用条件を十分に検討する必要がある

※1は東北新幹線で工夫・開発された補助工法

3.3 東北新幹線（八戸・七戸間）における NATM の補助工法の現状

3.3.1 東北新幹線（八戸・七戸間）の地形および地質の概要

図-3.2 は、東北新幹線（八戸・新青森間）のうち、八戸と七戸との間の地形の鳥瞰図である。青森県八戸市から下北半島にかけての太平洋側には、第四紀更新世に形成された台地および段丘群が広く分布している。東北新幹線はこの台地および段丘群を通過する。

台地および段丘群は、当該地域の西側に連なる八甲田山系に近づくにつれて標高が 200～300 m と高くなり、河川による開析が複雑に入り組んでくる。また、太平洋側に分布する低位段丘群は、標高 50～80 m と 100 m 以下の平坦面を形成している。

台地および段丘群の基盤は、新第三紀鮮新世から第四紀更新世初期に堆積した砂質土を主とする地層で、中間に粘性土層を挟む。この基盤は水平ないし北東方向に緩傾斜を示し、一般に野辺地層と呼ばれている。野辺地層の上位には段丘構成層が位置し、さらに段丘構成層の上位

には十和田・八甲田火山による火山碎屑物が広く分布している．段丘群は発達順に4群に大別される．表-3.4 は段丘群とその構成地層を示したものである．

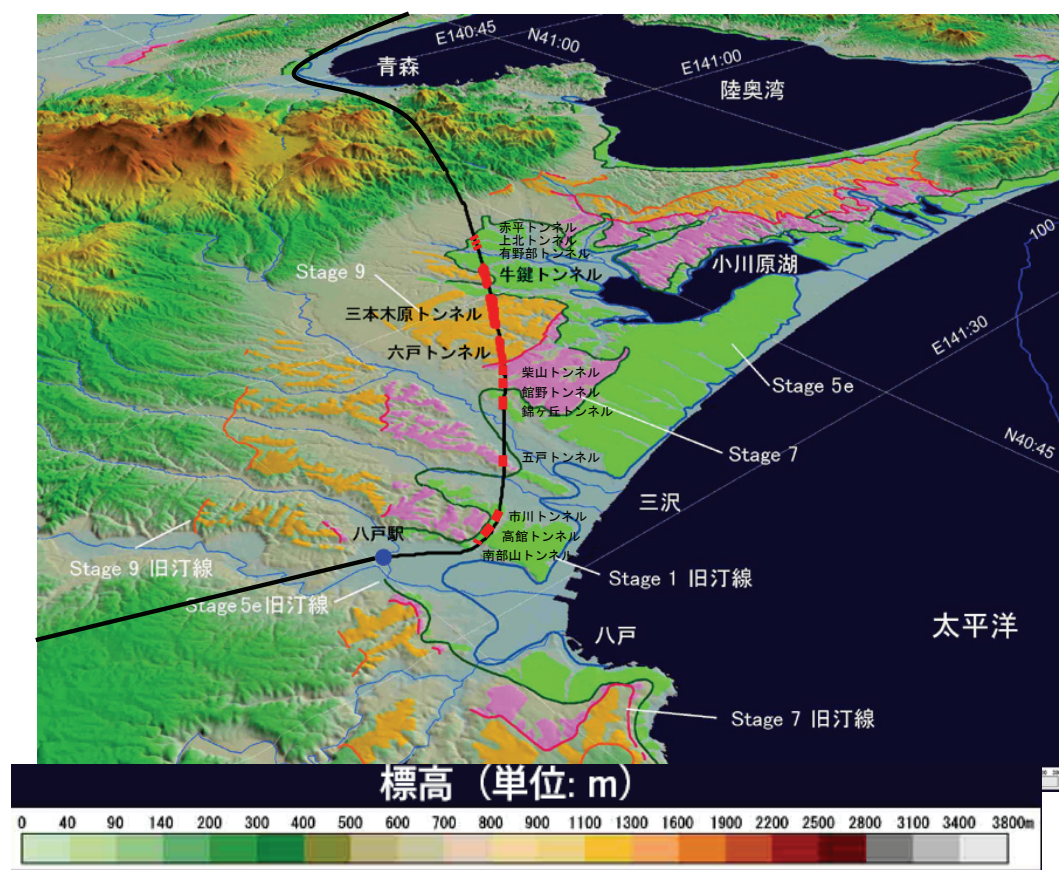


図-3.2 地形鳥瞰（文献⁷⁾に加筆）

表-3.4 段丘群と構成地層（文献⁸⁾に加筆，修正）

記号	段丘群	構成地層	標高
a	天狗岱段丘面（高位）	十和田・八戸火山灰層（lm） 高館火山灰層（ta） 天狗岱火山灰層（te） 野辺地層（Nos1, Noc, Nos2）	60 m 以上
b	高館段丘面（中位）	十和田・八戸火山灰層（lm） 高館火山灰層（ta） 高館段丘構成層砂質土（ts） 野辺地層（Nos1, Noc, Nos2）	50 ~ 70 m
c	三本木段丘面（下位）	十和田・八戸火山灰層（lm） 三本木段丘構成層（Sc, Sg） 野辺地層（Nos1, Noc, Nos2）	20 ~ 50 m
d	沖積低地 （六戸段丘面）		0 ~ 20 m

これらの段丘群の構成地層の特徴は以下のとおりである。

野辺地層

当該地域の基盤を構成する地層であり、未固結のラミナが発達した砂質土層を主体とし、一部に粘性土層が挟在している。ここでは、最上位の砂質土層を野辺地上部砂質土層（Nos1）、粘性土層（Noc）を挟んで、下位の砂質土層を野辺地下部砂質土層（Nos2）としている。

段丘構成層

高館段丘構成層砂質土（ts）は、奥入瀬川周辺および砂土路川から川去川の間分布している締まりが中程度の砂質土層である。

三本木段丘構成層は、砂土路川周辺の一部および高瀬川（七戸川）以東に分布し、層厚 10 m 前後のローム層の下位に位置し、シルト層（Sc）と砂礫層（Sg）とで構成される火山碎屑物である。

天狗岱火山灰層（te）は、暗茶褐色を呈する締まった粘土質火山灰である。黄褐色から白色の粘土化した浮石層が 3～4 枚挟在している。

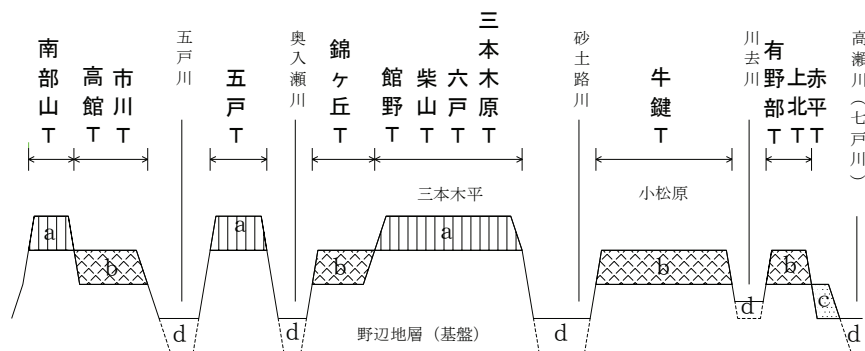
高館火山灰層（ta）は、層厚 5～10 m で、茶褐色の粘土質火山灰を主体としている。黄色から橙色の浮石や青灰色の粗粒ラピリの薄層が 5～10 枚挟在している。

八戸浮石流凝灰岩（hp）は、谷筋斜面の広範囲に分布している。灰白色の無層理な浮石質凝灰岩で、浮石を多量に含んでおり、固結度にばらつきが認められる。

八戸火山灰層（lm）は、当該地域の全域を覆って分布しており、下部は白色の浮石で、その上部は黄色の浮石が混入した火山灰層となっている。

十和田火山灰層（lm）は、当該地域の全域を覆って分布する黒灰色を呈した火山灰で、軟質であるが、含水比は低く、粘性は小さい。八戸火山灰との境界部に橙色の浮石が認められることが多い。

図-3.3 は東北新幹線の八戸・七戸間の地形区分の模式断面を、表-3.5 はトンネルの延長、土被り、主な地質、地下水位の状況をそれぞれ示したものである。土被り 20 m 以下のトンネルが 17.9 km のうち 80 %をしめており、かつ、ほとんどのトンネルは地下水面以下となっている。地質は第四紀に堆積した未固結層で粘土層を介在し、水の抜けにくい軟弱な堆積層となっている。構成地層の主な土質試験結果を表-3.6 に示す。



* 図中の記号は表-3.4 を参照

図-3.3 地形区分の模式断面

表-3.5 トンネルの延長、土被り、地質および地下水位

トンネル 名称	延長(m)		地質	地下水位
	全延長	土被り 20m 以下		
南部山	267	167	野辺地層砂質土層	—
高館	1,280	1,280	高館段丘構成層砂質土、野辺地層砂質土層、 凝灰岩	天端+6 m
市川	925	925	高館段丘構成層礫質土、野辺地層砂質土層	—
五戸	1,090	450	野辺地層砂質土層・粘性土層	天端+3～5 m
錦ヶ丘	1,370	1,370	高館火山灰層、高館段丘構成層砂質土	天端上位
館野	780	780	天狗岱火山灰層、野辺地層砂質土層	SL 以下に滞水
柴山	920	920	天狗岱火山灰層、野辺地層砂質土層	SL 以下に滞水
六戸	3,810	3,810	野辺地層砂質土層	天端+5～13 m
三本木原	4,280	1,490	野辺地層砂質土層・粘性土層	天端+0～20 m
牛鍵	2,065	2,065	高館火山灰層、高館段丘構成層砂質土・ 粘性土層	天端+0～3 m
有野部	250	250	高館段丘構成層砂質土	天端上位
上北	625	625	高館段丘構成層砂質土・粘性土層	天端上位
赤平	220	220	高館段丘構成層砂質土・粘性土層	天端上位
合計	17,882	14,352		

表-3.6 構成地層の土質試験結果(代表物性値)

地 層			単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	変形係数 D (MN/m ²)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	備 考	
沖積層 al	砂質土	as	—	2.4	—	—		
	粘性土	ac	12.0～14.0	2.0	C=1×深度+10 (全応力)	0 (全応力)		
	腐植土	ap		0.6～1.1				
天狗岱火山灰	火山灰	te	18.0	— (1.3～5.7)	45 (全応力)	0 (全応力)		
高館段丘層	砂質土	ts	Nos1と同様	10.4～32.0 (17.9～49.1)	Nos1と同様	Nos1と同様		
	粘性土	tc	16.0	— (5.2～12.9)	75 (全応力) 35 (有効応力)	0 (全応力) 30 (有効応力)		
	ローム	ta	14.0	1.6～5.4 (1.0～10.5)	C=4×深度+26 (全応力)	0 (全応力)	～10m 10m～	
野辺地層	砂・砂質土	Nos1	18.0	8.7～45.8 (18.8～43.3) 15.0～83.2 (55.3～ 62.4)	0	35	N<30	Fc<10%
					30	30		Fc>10%
			19.0		0	35	30<N<50	Fc<10%
					30	30		Fc>10%
			20.0		0	40	N>50	Fc<10%
					30	35		Fc>10%
	粘性土	Noc	15.5	18.3 (13.4～ 86.9)	C=12×深度-200 (全応力) 70, 150 (有効応力)	0 (全応力) 15 (有効応力)		
	砂質土 (固結)	Nos2	20.0	114.6	50	35		

() 内は室内試験結果

3.3.2 小土被り未固結地山の NATM の補助工法等の現状⁹⁾

東北新幹線の八戸・七戸間のトンネルは、土被り 20 m のものが 17.9 km のうち 80 % で、地質は第四紀更新世の段丘堆積物で固結度が低く、ほとんどのトンネルが地下水位以下に位置している。

このような区間のトンネルの掘削においては、切羽の安定性を確保するための先受け、鏡補強の補助工法の併用が不可欠となる。一般的に地山が悪い場合の補助工法としては、先受工に

は注入式フォアパイリング(短尺、長尺－AGF 工法)、鏡の安定には長尺鏡ボルト・長尺鏡補強工(注入式)、地下水位低下工法が基本的な工法として用いられる。これらの補助工法をそのまま採用すると、工事費の増大と工期の長期化が懸念された。

このため、当該区間の NATM を施工するにあたり、加背割り、支保の種類とサイズおよびピッチ、断面の閉合時期などの通常の掘削工法を基本とし、既存の補助工法のほかに工事費が低減できかつ工期の確保できる合理的な補助工法を工夫・開発し用いることとした。

表-3.7 は、代表的なトンネル施工での従来からの補助工法と新たな補助工法の組合せを示したものである。また、図-3.4 は代表的なトンネルの補助工法種別の施工速度と工事費を示したものである。

以下、各トンネルで組み合わせた補助工法の施工について述べる。

表-3.7 東北新幹線八戸・七戸間のトンネルでの代表的な補助工法の組合せ

工法名	効 果	六戸 土被り 15～22 m		牛鍵 土被り 8～10 m		三本木 原 T 土被り 23 m	赤平・ 上北 T 土被り 3～6 m
		TA	TB	TA	TB		
(1) 圧入式短尺鋼管先受工法*	天端の安定	○	○				
(2) 事前地山改良工 (上半上部のみ)*	天端の安定			○			
(3) 鋼管鋼矢板圧入打撃工法*	天端の安定				○		
(4) 注入式フォアパイリング	天端の安定					○	
(5) 注入式長尺フォアパイリン グ	天端の安定					○	
(6) 鏡ボルト	鏡の安定	○	○				
(7) 長尺鏡ボルト	天端の安定、鏡の 安定、地表沈下防 止		○				
(8) 鏡止補強工(長尺等)	天端の安定、 鏡の安定					○	
(9) サイドパイル*	脚部・地表沈下防 止			○	○		
(10) フットパイル	脚部沈下防止					○	
(11) 根固めコンクリート	脚部沈下防止						
(12) ディープウエル	地下水対策、天端 の安定、鏡の安定、 地表施工	○	○	○	○	○	
(13) ウェルポイント	地下水対策、天端 の安定、鏡の安定、 トンネル内施工	○	○				
(14) 水抜きボーリング	同上	○	○			○	
(15) 事前地山改良工 (上・下半部)*	天端の安定、 鏡の安定、 脚部・地表沈下防 止						○
(16) 2 段ベンチ掘削工法	天端の安定			○	○		○

*印は八戸～七戸間で新しく採用された工法である。

六戸 TA は一般区間の坑内からの補助工法。

六戸 TB は地質不良区間の坑内からの補助工法

牛鍵 TA は地表からの補助工法。

牛鍵 TB は坑内からの補助工法。

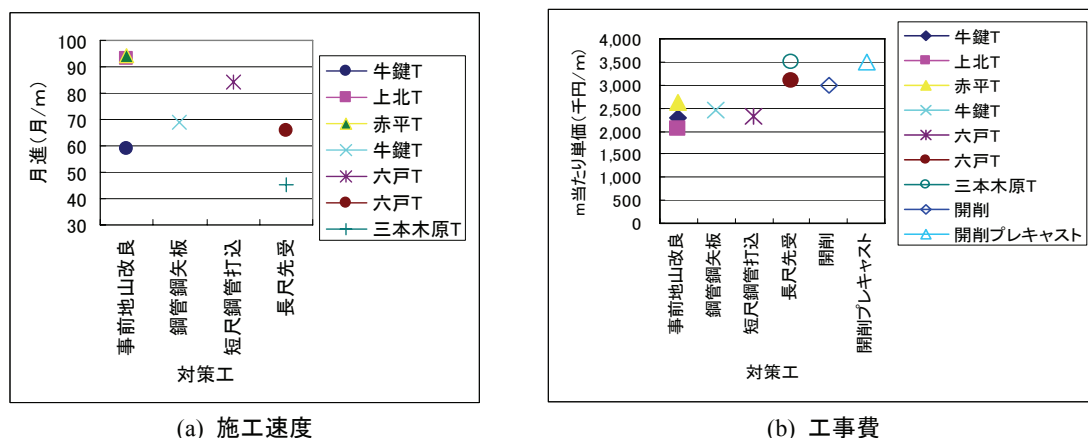


図-3.4 補助工法種別の施工速度と工事費

(1) 六戸トンネルの対策工^{9),10)}

六戸トンネルの地質は、新第三紀鮮新世の野辺地層 (Nos1) (含水未固結砂層)，その上位には第四紀更新世の天狗袋火山灰層 (te)，高館火山灰層 (ta) (ローム，浮石) の層序となっている。トンネルの土被りは 15 m から 22 m で，掘削面の地層はほとんどの区間野辺地層 (Nos1) となっている。地下水はトンネル天端から上に 5 m から 13 m にあり，トンネルは地下水位以下となっている。

ここで採用された対策工は，切羽の天端の安定対策として圧入式短尺鋼管先受工法，鏡の安定として鏡ボルト，地下水対策として地表からのディープウェル，坑内からのウェルポイント工法，水抜きボーリングである。概要を図-3.5 に示す。また，一部地質不良区間では，図-3.6 に示すように切羽の天端の安定対策として，長尺鏡ボルトを追加し施工している。

圧入式短尺鋼管先受工法は，トンネル上半部 120° の範囲に， $\phi 48.6$ mm，長さ 3 m の鋼管を 300 mm 間隔で 34 本 (35 本)，ジャンボのドリフターにより圧入設置し，天端の安定を図った

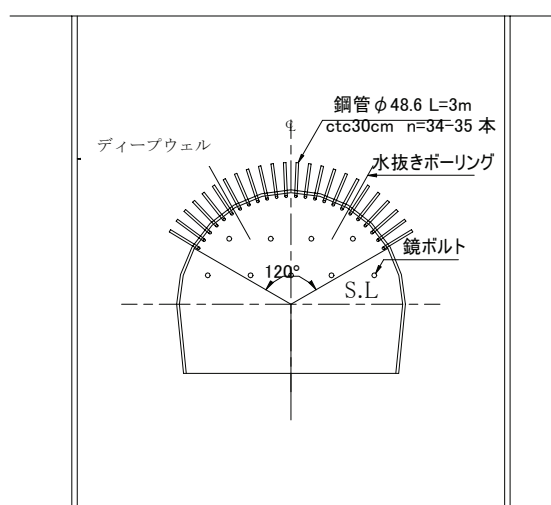


図-3.5 六戸トンネル補助工法

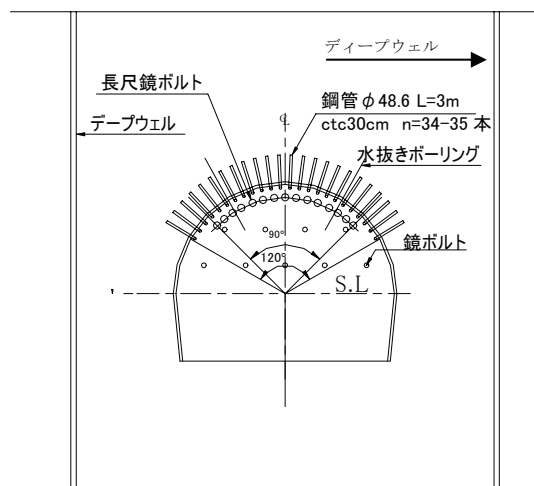


図-3.6 六戸トンネル補助工法
(長尺鏡ボルト)

ものである。砂質地山に鋼管を圧入することにより、鋼管の周辺に粒子の移動が起こり砂のせん断強さの向上を図るものである。切羽安定対策として実施する先受工の中で経済性に優れている。施工状況を写真-3.1 に示す。

鏡ボルトは、鏡の一部または全体にロックボルトを打設して、ゆるみや亀裂の開口による小崩落や岩塊の落下を防止し、鏡の安定を得ようとする工法である。一打設長 5 m 程度以下の短尺ものをを用いている。

地下水位の低下には、からのディープウェルおよび坑内でのウェルポイントを採用している。ディープウェルは、30～50 m の深井戸を透水層に掘削してストレーナーを設置し、地下水を揚水して地下水位を低下させる工法である。滞水している未固結地山においては、掘削時の湧水により切羽が著しく不安定となり、特に砂層では、湧水により地山が洗掘され、切羽の自立性を確保することが困難となる。六戸トンネルでは、比較的透水係数が大きく、均一な砂質地山で地下水位低下対策は有効であった。

ウェルポイントは、比較的湧水量が少ない場合や粘性土層が狭在し、ディープウェルにより十分地下水位が低下できない場合の地下水位低下対策として採用された。坑内の下半あるいはインバート掘削時の地下水位を低下するために、上半および下半掘削後、断面内から下向きに数 m 程度の揚水井を設けて地下水を揚水し、地下水を低下させるものである。設置状況を写真-3.2 に示す。

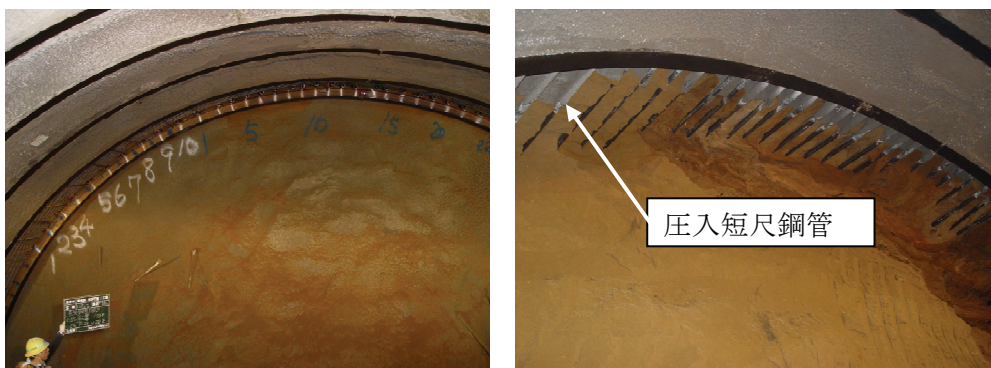


写真-3.1 六戸トンネルの切羽状況

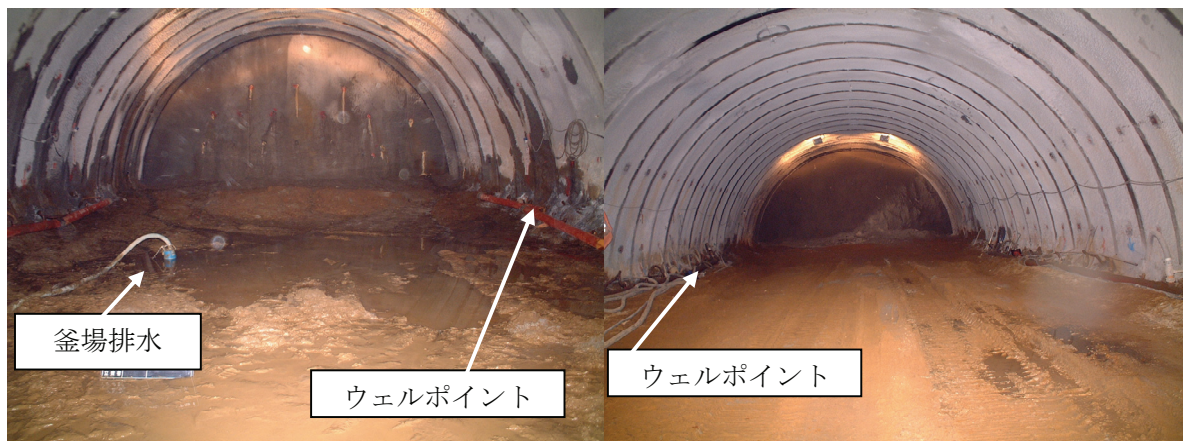


写真-3.2 六戸トンネルのウェルポイントによる上半盤の地下水位低下状況

水抜きボーリングは切羽前方に向かって数 m～数十 m の削孔を行い、地下水を排水させる工法である。ディープウェル、ウェルポイントにより十分地下水位が低下できない場合に採用された。

長尺鏡ボルトは、沢部の土被りが小さい区間において、切羽前方の崩落や先行沈下の抑制と鏡の自立性向上目的として採用された。φ6 mm、長さ 18 m（1 シフト 12 m、ラップ長 6 m）の GFRP 管を切羽面に施工する工法である。長尺鏡ボルトの施工状況を図-3.7、写真-3.3 に示す。

図-3.8 は、六戸トンネルでの対策工とトンネルの内空変位の一部を示したものである。トンネルは土被り 15～22 m と大きく、この区間の上半天端沈下量は、沢部等では 60 mm と大きい、20～40 mm と小さな沈下量で収まっている。この沈下量の抑制は、圧入の短尺鋼管（約 3 m）の先受けにより天端の安定と切羽の自立性、切羽面の鏡ボルトによる鏡の安定、野辺地砂層に対するディープウェル、ウェルポイント、水抜きボーリングの地下水対策工法による天端の安定と鏡の安定の効果によるものとして表れている。進行は約 85 m/月、工事費は 230 万円/m であった。

この工法では、先受長が短いため、固結度が低く含水や乾燥により流動化する地質の箇所においては、鋼管の間から土砂が抜け落ちる等の施工上の課題があった。設計上の課題としては、鋼管の長さ、サイズ、施工範囲の決定根拠を整理しておく必要がある。

つぎに、長尺鏡ボルトを追加で行った区間では、トンネル掘削による先行変位を抑制することができた。しかし、特に軟弱な地質不良箇所においては、上下半掘削時に大きな沈下が生じる場合があるので、沈下量を小さくするためには、他の沈下抑制対策を併用する必要がある。

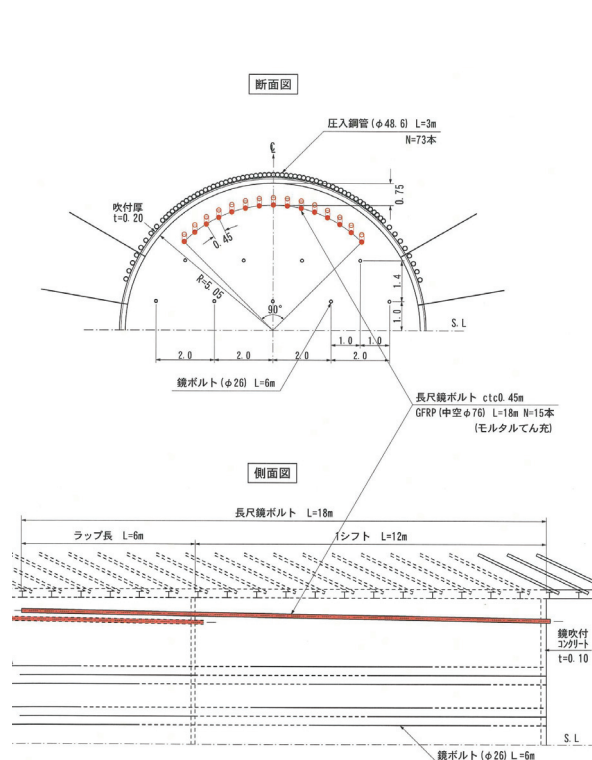


図-3.7 六戸トンネルの長尺鏡ボルト区間の断面図・縦断面図



写真-3.3 長尺鏡ボルトの施工状況

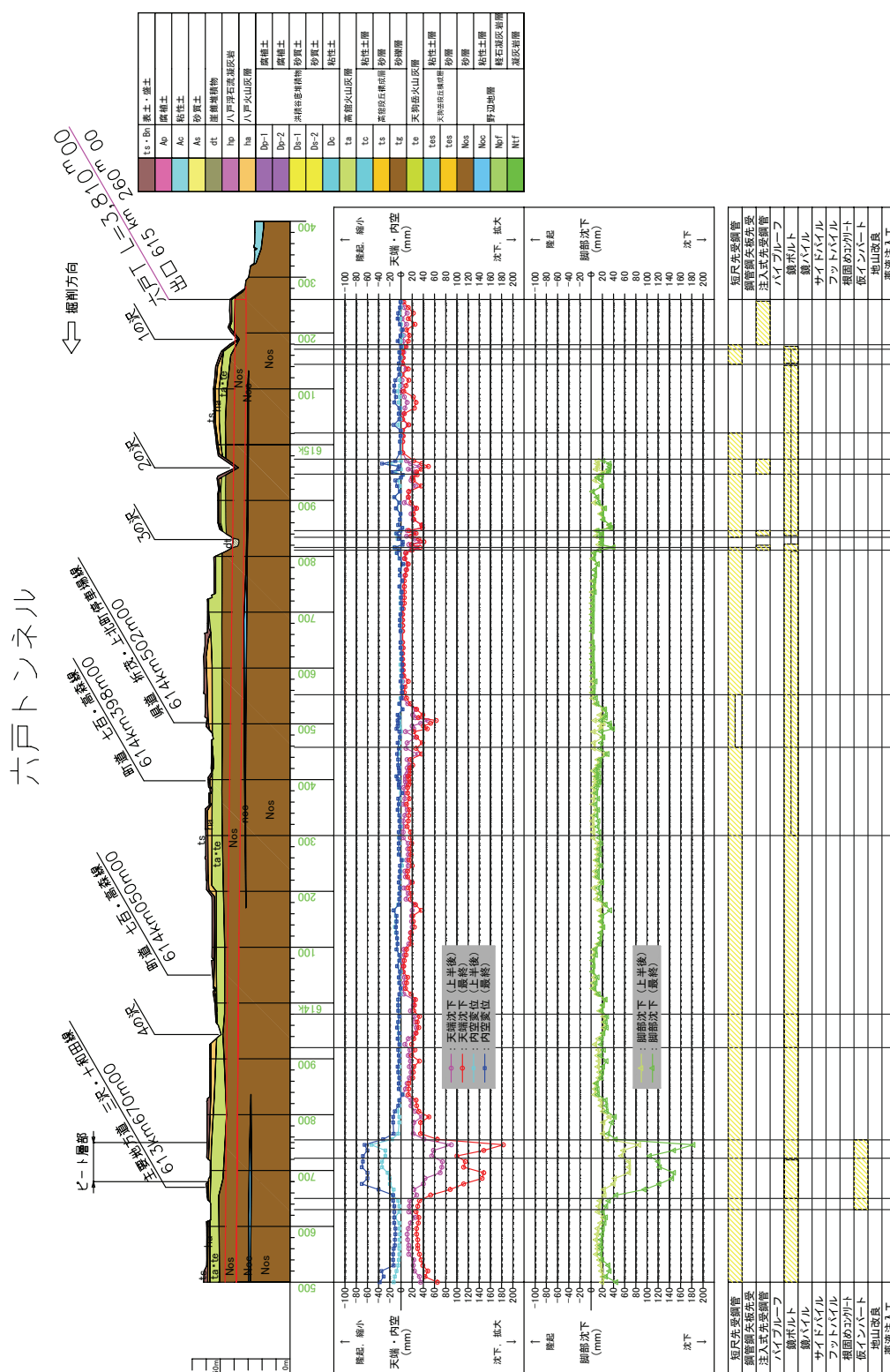


図-3.8 内空変位と対策工（六戸トンネル）（文献^{9), 11)}に加筆）

また、切羽での鏡ボルトの位置や配置、シフトやラップ長の決定方法、先行沈下の抑制効果のメカニズム等整理する必要がある。

(2) 牛鍵トンネルの対策工^{9),12),13)}

牛鍵トンネルの地質は新第三紀鮮新世の野辺地層 (Nos1) (含水未固結砂層), その上位には高館段丘構成層砂質土(ts), 高館火山灰層 (ta) (ローム, 浮石) の層序となっている. トンネルの土被りは約 8 m で, 掘削面の地層はほとんどの区間高館段丘構成層砂質土(ts)となっている. 地下水は, トンネル天端から 3 m でトンネルは地下水位以下となっている.

ここで採用された対策工は, 地表から施工した対策工と坑内からの対策工の二つがある.

a) 地表から施工した対策工

地表からの対策工としては, 切羽の天端の安定対策として事前地山改良工 (上半上部改良), 2 段ベンチ掘削工法, 脚部・地表沈下防止対策としてサイドパイル, 地下水対策として地表からのディープウェルが採用されている. 事前地山改良工等の対策工を図-3.9 に示す.

事前地山改良工 (上半上部改良) は, トンネル内からの地盤注入による地山補強は工事費が多くなるため, 事前に地上からトンネル上部を開削してトンネル上半天端部と上半上部の改良を行い, 開削部を埋め戻しその後, トンネルを掘削するものである.

事前地山改良工は地上から改良を基本とするので, 工法選定においては, 土被りが小さく, かつ, 地上に障害物がないことが条件となる. また, 地質は通常の支保 (吹付け+鋼製支保工+ロックボルト) では切羽の自立が困難であり, 特殊な補助工法 (AGF 工法) を必要とする地山が対象となる. 事前地山改良の選定の際に検討したコスト比較を図-3.10 に示す. 検討は, 通常採用される補助工法として坑内からの対策工として AGF 工法を比較対象とした. 図-3.9 に示す上半上部までの改良高 ($h = 3.25$ m) の場合, 土被り約 8 m で, AGF 工法では 113 万円/m (平成 14 年度価格), 事前地山改良工では約 80 万円/m (平成 14 年度価格) となり約 70 % の工事費で施工が可能となる. 工程的には事前に補強してあるので通常のトンネルで見られる地質の変化による地山の補強の対応も必要がなくコンスタントな掘削が可能である. 約 60 m/月程度の進行は確保できる. また, 事前に開削を行うのでトンネルの地質の確認でき地質変化による対応策が取れる. なお, トンネル全体を開削して構造物を造る開削トンネルの場合は, 土留めおよびトンネル構造体の耐震補強等の費用増でトンネル案の約 1.3 倍程度の工事費が必要となる (図-3.4(b)の工事費 参照).

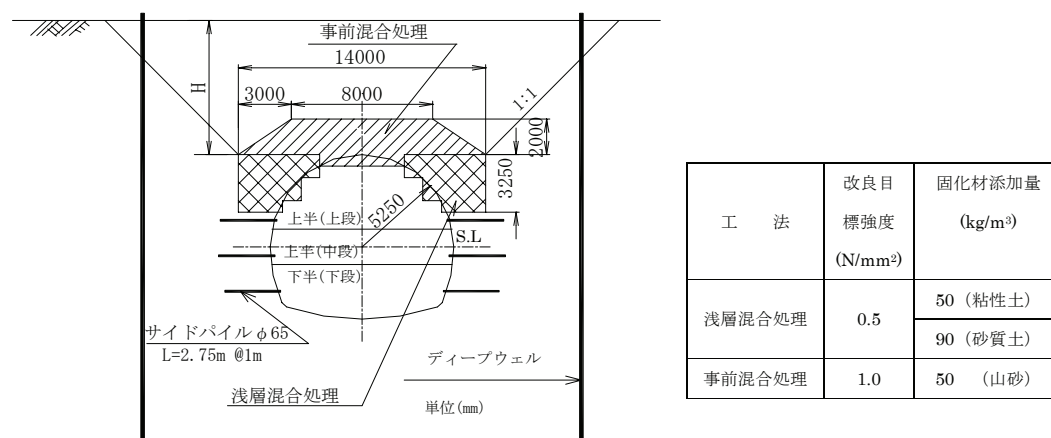


図-3.9 牛鍵トンネルの上半上部地山改良形状

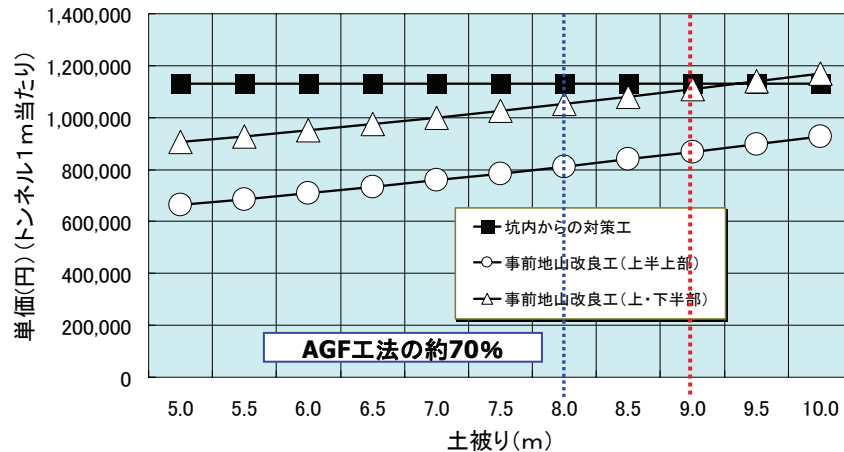


図-3.10 土被りと地山改良工事費

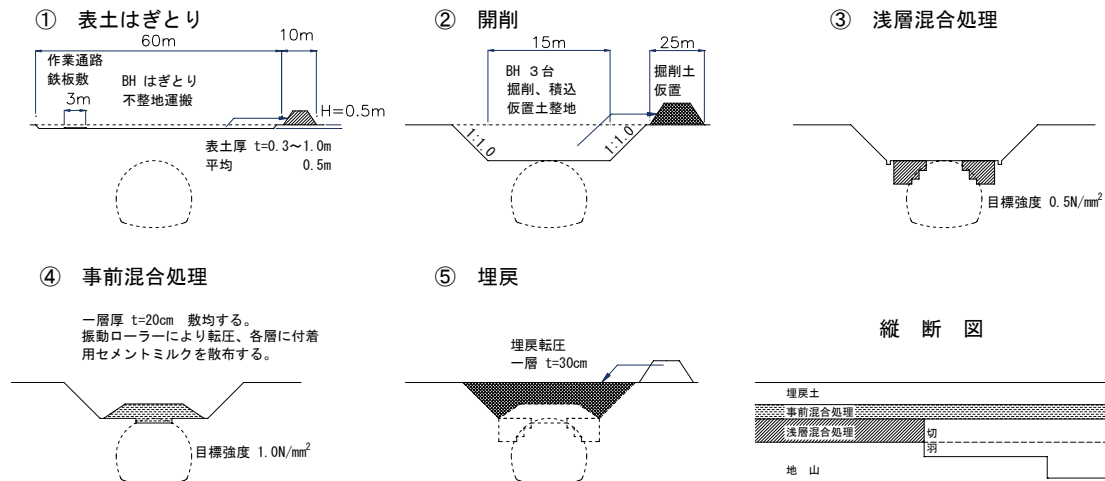


図-3.11 地山改良の施工手順

図-3.11 は事前地山改良工の施工手順を示したものである。地表部からトンネル天端まで開削を行い、トンネル上半側方地盤を浅層混合改良工法により肩部部分に改良強度 0.5 N/mm^2 の改良を行い、その後、トンネル天端付近に事前改良土を用いローラーにより転圧し、改良強度 1.0 N/mm^2 の盛土を構築し、埋め戻しを行った後に、トンネル掘削を行う工法である。土被りが小さく（実績では $0 \sim 12 \text{ m}$ 程度）、地表に障害がなく、トンネル断面～天端の地質が軟弱であるため切羽安定対策として採用された。施工状況を写真-3.4, 3.5, 3.6 に示す。また、改良状況を写真-3.7 に示す。

サイドパイルはトンネル脚部付近の地質が軟弱でロックボルトの引抜き耐力が得られない比較的地山剛性の小さい箇所に、ロックボルトに変えて脚部の沈下抑制対策として採用された。サイドパイルは、図-3.9 に示したように $\phi 65 \text{ mm}$ 程度、長さ 2.75 m の鋼管を水平方法に圧入し、支保の沈下防止、地山のせん断補強効果、内圧効果、地山の締固め効果により沈下の抑制を図るものである。施工状況を写真-3.8 に示す。



写真-3.4 浅層混合施工



写真-3.5 事前混合



写真-3.6 事前混合盛土

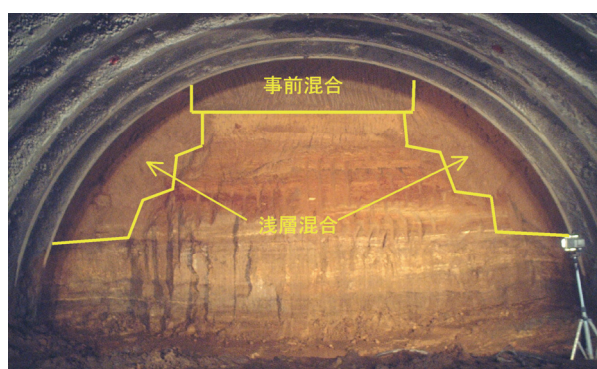


写真-3.7 事前地山改良状況

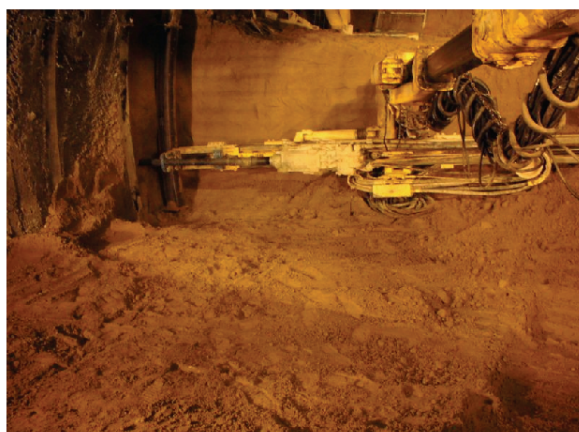


写真-3.8 上半サイドパイル施工状況（牛鍵トンネル）



2 段ベンチカット工法は、トンネル断面内の地質が軟弱な場合に、切羽安定対策として採用された。この工法は、通常の上下半の加背割で切羽の安定性が確保できない場合に、上半を上半（上段）、上半（中段）の2段に分け、加背の高さを小さくすることにより、切羽を安定させる工法である。ベンチカットの施工状況を写真-3.9 に示す。

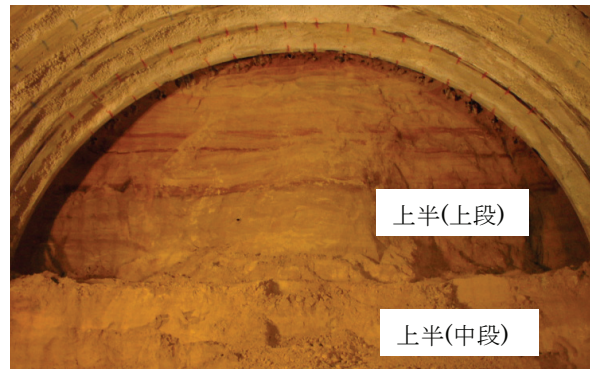


写真-3.9 2段ベンチカット施工状況

b) 坑内から施工した対策工

土被りが小さく地質が軟弱で、かつ、地上に障害物があるため坑内からの対策工として、特殊な補助工法として 鋼管鋼矢板圧入打撃工法（SSPB 工法：Steelpipe Steelsheetpile Pressfit Blow Method）が天端の安定対策として採用された。

鋼管鋼矢板圧入打撃工法は、 $\phi 65$ mm の鋼管に軽量鋼矢板を取り付けた先受材であり、ジャンボのガイドセルに搭載、ドリフターの圧入力と打撃力で切羽前方に打設し設置する工法である。図-3.12 に鋼管鋼矢板の仕様、図-3.13 に鋼管鋼矢板圧入打撃工法の横断面図・側面図、写真-3.10 に施工状況を示す。鋼管の目的は、鋼矢板が連続的なアーチを形成するためのガイド効果、先受材の剛性を高める効果および鋼管外周地山を締め固め効果等を期待している。また、鋼管鋼矢板には、注入方式の改良体より高い剛性を保有しており、確実なアーチを形成できる。さらに、鋼矢板と鋼矢板の隙間からの流砂が想定される地山条件では、注入管（ $\phi 19$ ）を併設したタイプを採用することもできる。このように比較的地山剛性の低い箇所に適用可能である。

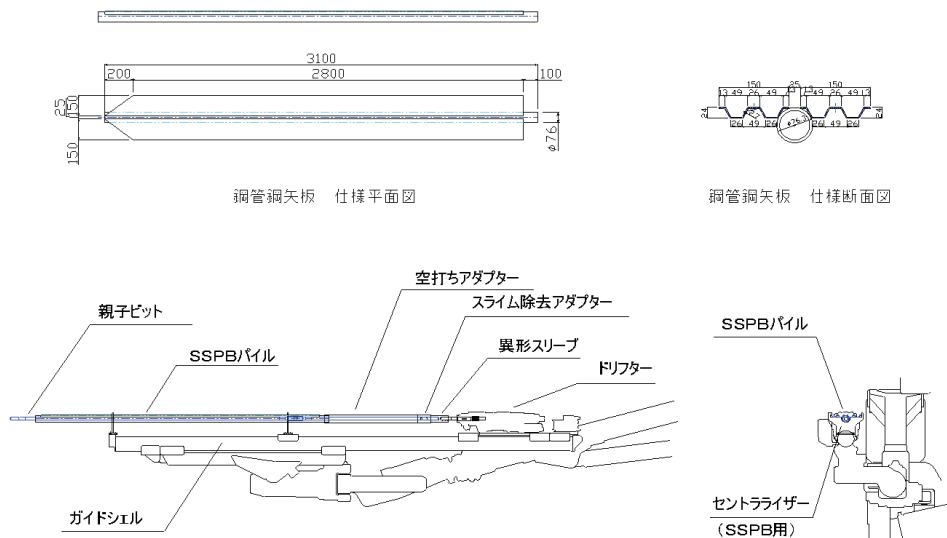


図-3.12 鋼管鋼矢板の形状一般図

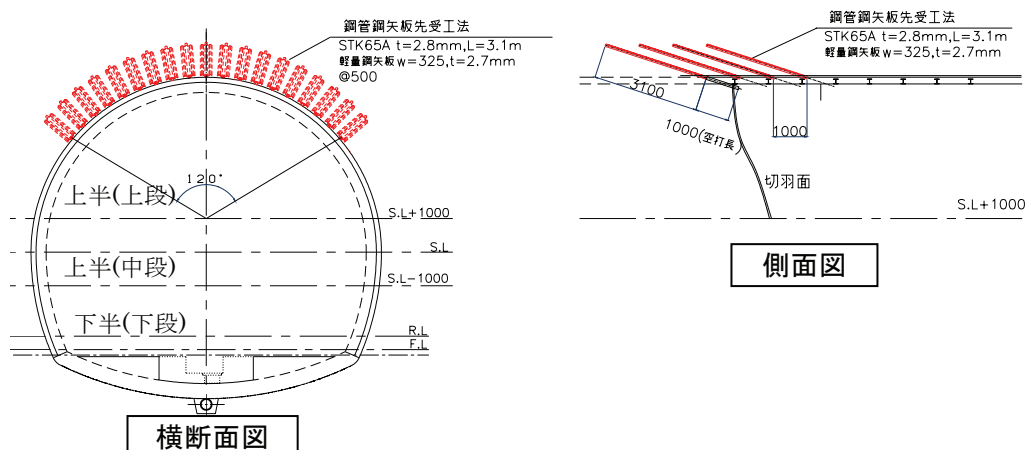


図-3.13 牛鍵トンネルでの鋼管鋼矢板打込工法図



写真-3.10 鋼管鋼矢板と矢板打込み状況（牛鍵トンネル）

図-3.14 は牛鍵トンネルでの対策工とトンネルの内空変位を示したものである。

事前地山改良工法を採用した区間（牛鍵トンネルの終点方の土被り 10 m 以下の区間）では、天端沈下量は、20～90 mm 平均 59 mm（最大 140 mm）になっている。これらの沈下の抑制は、事前地山改良（上半上部）、2 段ベンチカット工法による掘削時の加背の縮小、下半掘削時のサイドパイルによる脚部の補強、ディープウェルによる地下水低下によるものと考えられる。進行は約 60 m/月、工事費は 230 万円/m である。しかし、地質が軟弱な場合は、天端と脚部が同程度沈下するとともに下がりが生じ、その沈下量も大きくなる傾向を示した。地下水位低下工法では、概ね効果を上げることが出来たが、埋没谷や複雑に堆積したシルト・粘土と砂の互層部分では効果が発揮されなかった。

鋼管鋼矢板圧入打撃工法を採用した区間では、天端沈下量は、30～80 mm 平均 63 mm（最大 120 mm）になっている。これらの沈下の抑制は、鋼管鋼矢板圧入の先受け、2 段ベンチカット工法による掘削時の加背の縮小、下半掘削時のサイドパイルによる脚部の補強、ディープウェルによる地下水低下によるものと考えられる。進行は約 70 m/月、工事費は 250 万円/m である。しかし、地質が軟弱な場合には、大きな地表面沈下量が生じた。このような地質では、沈下抑制のために他の対策工を併用する必要がある。また、鋼管打ち込みに比べて幅を持った先受け

牛健人々



(3) 赤平・上北トンネルの対策工^{9),14)}

地質は、新第三紀鮮新世後期から第四紀更新世中期の「野辺地層」の上位地盤をトンネル基盤としている。野辺地層は、未固結～半固結状の粘性土（Noc）と、中位～密実な締まりの砂質土（Nos1）に区分される。その上部には第四紀更新世後期の高館段丘構成層砂質土（ts）、粘性土（tc）、さらに、十和田および八甲田火山群の噴出物（ta）（降下火山灰（ローム））が堆積している。トンネルの土被りは0～6m程度である。地下水はトンネル天端になっている。

ここで採用された対策工は、地表から施工した事前地山改良工法（上・下半部改良）と2段ベンチ掘削工法である。これらの工法は、土被りが小さく（実績では0～12m程度）、トンネル断面から地表までの地質が軟弱であるため、天端の安定対策として採用された。

事前地山改良工は、牛鍵トンネルで上半上部の地山改良とサイドパイル補助工法で始めて施工されたが、赤平・上北トンネルでは側壁部下端まで上・下半部の改良することにより土被りがより小さいトンネルへの適用の拡大がなされた。事前地山改良工等の対策工を図-3.15、図-3.16に示す。

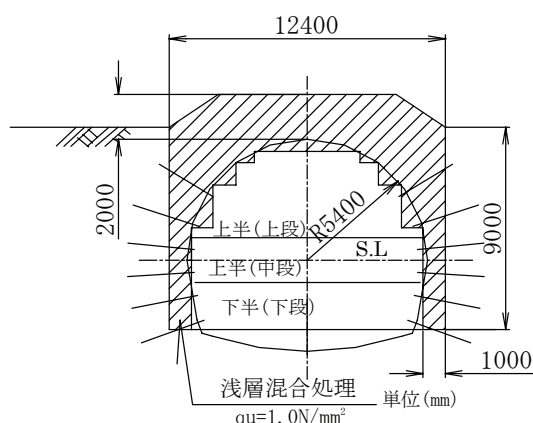


図-3.15 事前地山改良（上・下半部）
（赤平トンネル）

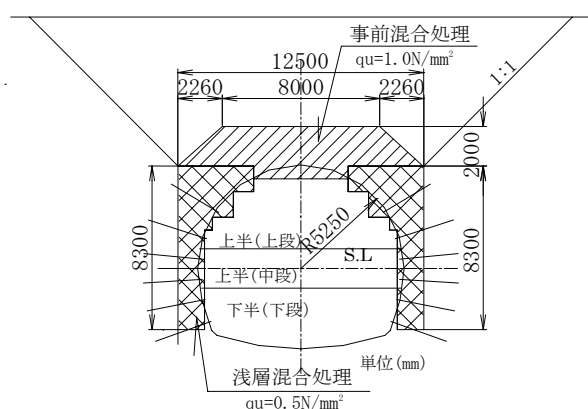


図-3.16 事前地山改良（上・下半部）
（上北トンネル）

図-3.17 は地山改良工を採用した上北、赤平トンネルの内空変位と対策工を示したものである。土被り5m以下の区間で、天端沈下量は、赤平トンネルでは20mm以下で平均5mm、上北トンネルでは10～50mm平均17mmと小さな値となっている。これは、連続した天端部の地山改良と側壁下部までの上・下半部地山改良による天端の安定と切羽の自立性が確保と2段ベンチカット工法による掘削時の加背の縮小による効果として現れていると考えられる。また、この工法により切羽の安定性が向上し、他の補助工法も省力化できるなど安全かつ経済的に施工を行うことができている。進行は約90m/月、工事費は210～260万円/mである。

この事前地山改良工は、改良範囲・改良強度・適用土被り・ロックボルトの有無等各々試行錯誤的に決定されたものとなっている。このため、必要なスペックについてどのように設定すべきか検証し、事前地山改良工の設計の考え方を確立する必要があると考えられる。また、地盤改良についても、セメントへの凝結遅延作用、硬化阻害作用のある腐食物質を含有する地層

では、事前改良を行っても所定の強度が得られない事例があるなど改良体の形状、改良強度の選定にも注意が必要である

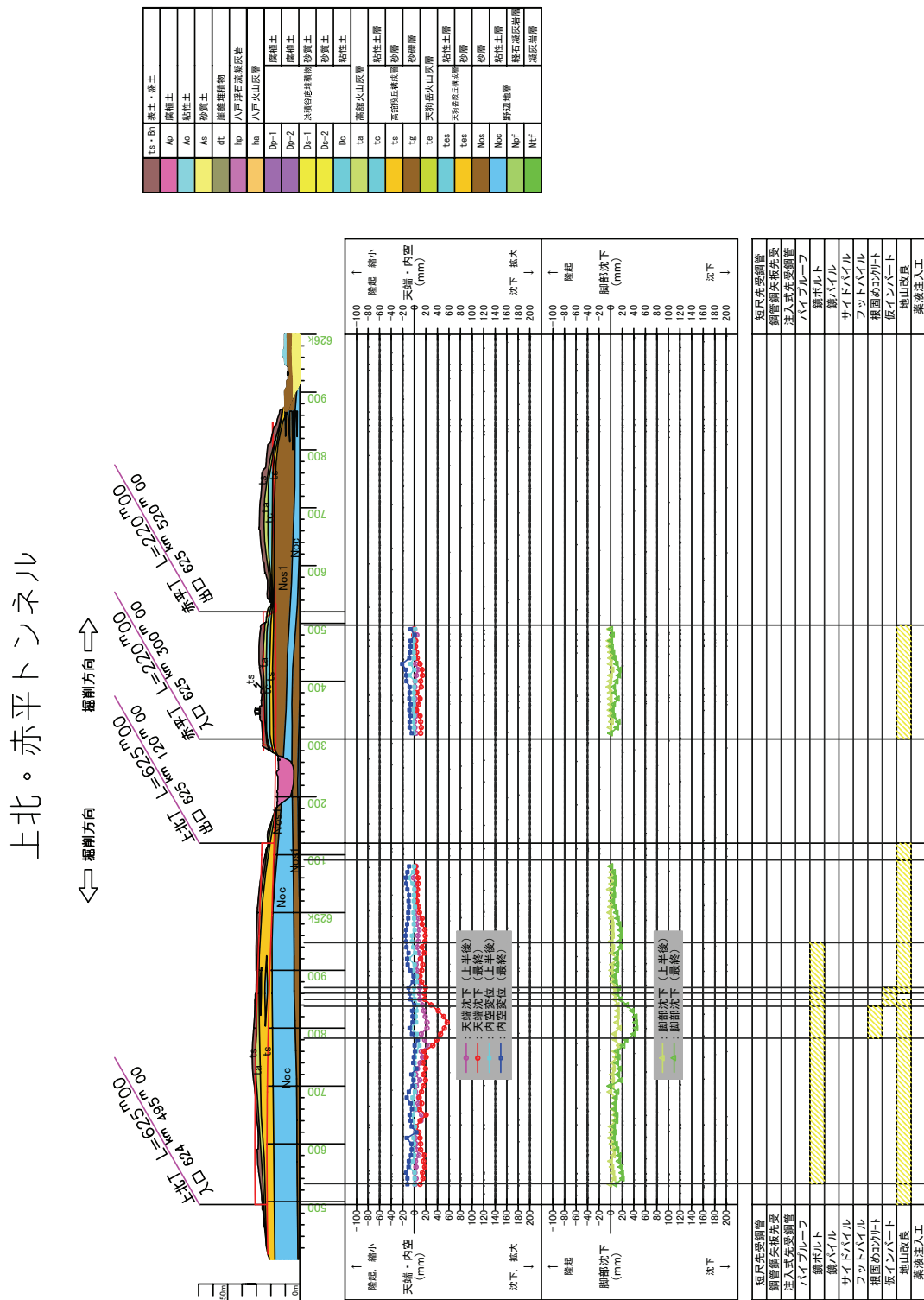


図-3.17 内空変位と対策工 (赤平・上北トンネル)⁹⁾

(4) 三本木原トンネルの対策工⁹⁾

地質は新第三紀鮮新世の野辺地層砂層 (Nos1) と粘性土 (Noc) (含水未固結層) の互層で、その上位には第四紀更新世の天狗袋火山灰層 (te)、高館火山灰層 (ta) (ローム、浮石) の層序となっている。トンネルの土被りは 23 m で、掘削面の地層は、ほとんどの区間野辺地層 (Nos1) (Noc) となっている。地下水はトンネル天端から上に 20 m で、トンネルは地下水位以下に位置している。

ここで採用された対策工は、切羽の天端の安定対策として注入式フォアパイリング、注入式長尺フォアパイリング、鏡の安定として鏡止補強工 (長尺)、脚部沈下防止対策としてフットパイル、地下水対策としてディープウェルと水抜きボーリングである。対策工を図-3.18 に示す。(地下水対策については、図-3.5 を参照)。

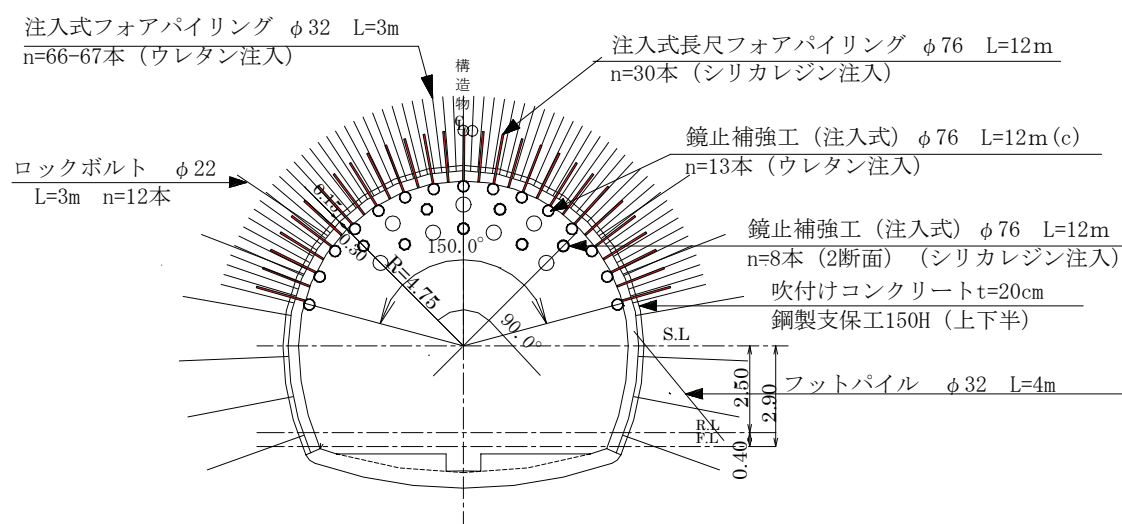


図-3.18 三本木原トンネルで実施された対策工

注入式フォアボーリングは、掘削に先立ち切羽前方のアーチ天端部に長さ 5 m 未満の鋼棒、鋼管等を斜め前方に施工することで天端の見かけのせん断強度の増大による天端の安定、前方地山の緩み防止などを期待する工法である。中空ボルトや鋼管を打設すると同時に超急結性のセメントミルクやウレタン等の薬液を圧力注入し、天端の安定を行うもので、切羽状況に応じてボルトの打設本数や注入量、注入圧の設定を行う。

注入式長尺フォアパイリングは、掘削予定断面の外周に沿った切羽前方地山に長さ 5～12 m 程度の鋼管をアーチ状に配置し、鋼管内からセメントミルクや薬液等を圧力注入し、鋼管の剛性と地山改良効果により、地山や切羽の安定対策、地表面沈下対策を行うものである。先受材としての鋼管の径は、100～140 mm 程度、鋼管の肉厚は 6～11 mm 程度、打設角度は 4～10°程度とし、打設範囲は天端を中心とした 120°程度、ラップ長は 3.5 m 程度として用いている。

鏡止補強工は、一打設長 5 m 以上の長尺のボルトを使用するものである。緩みや亀裂の開口による小崩落や岩塊の落下を防止し、さらに先行変位の発生を抑制するものである。ボルトは、打設したものが掘削後においても適切な長さが切羽前方地山に残るよう施工される。地質が不

良な場合は、ボルトの切羽補強効果を高めるためにウレタン系材料を定着材とする注入式が用いられ、その材料は掘削時の切断しやすさを考慮して、グラスファイバー補強プラスチックが採用されている。

フットパイルは、 $\phi 32$ 程度、長さ 4 m 程度の鋼棒を下向きに圧入し、沈下を抑制するものである。上半脚部の地山の支持力が小さく、支持層がトンネル地山の下方にある場合の追加の沈下抑制対策として採用している。

図-3.19 は三本木原トンネルの内空変位と対策工を示したものである。NATM 施工区間は土被り平均 23 m であるが、この区間の天端沈下量は、一般部では 20 ~ 40 mm で、地山不良区間では 50 mm を超え 100 mm 以下となっている。

この沈下量の抑制は、注入式及び長尺フォアパイリングによる天端の安定と切羽の自立性、鏡止補強工・鏡ボルトによる鏡の安定、フットパイルによる脚部の沈下防止、地下水対策で天端の安定と鏡の安定の効果として表れている。

地山強度が小さく、切羽の自立性が悪い未固結地山の切羽で、図-3.20 に示すように流動化を示す指標（細粒分含有率 20 %以下で均等係数も 4 以下¹⁵⁾）の土質性状の場合は、切羽の崩壊が起こりやすくなっている。このため、このような未固結地山では切羽の自立性を確保するためには特別の補助工法を考えておく必要がある。

ディープウェルは、施工基面下の均一の砂層に対しては揚水効果があったが、トンネル断面内および上部に複雑に存在した粘性土と砂質土の互層地盤では層境にわずかに残った地下水による切羽の崩落によって施工は非常に難航した。部分的にウェルポイント、水抜きボーリングも試みたが十分な効果はなかった。また、砂質土では含水比の極度の低下による崩落が生じた。写真-3.11 に切羽の崩落状況を示す。このように、粘性土と砂質土の互層地盤における効果的な井戸の配置および井戸の設計手法の策定が課題となった。

この施工では新青森方坑口から 700 m 区間地質不良区間の掘削は約 19 ヶ月を要し平均月進は 37.6 m、NATM 区間全長 1,265.2 m では、45.2 m/月であった。また、工事費は約 350 万円/m であった。

3.4 小土被り未固結地山における施工結果の考察と課題

(1) 施工結果の考察

東北新幹線八戸～七戸間のトンネルは、縦断線形上の制約から小土被りとなること、地質は第四紀に堆積した軟弱な未固結地山となること、地下水位以下に位置することなどの施工条件から、施工時の切羽の自立性の確保、地山の変位の抑制、湧水による切羽の崩壊防止等の切羽安定対策の確保、工期の確保、工事費の低減が求められた。このため、各トンネルでの土被り条件と地質状況等を考慮した経済性の高い新たな対策工を工夫・開発するとともに、従来の対策工も併用し、経済的かつ適用性の高い施工技術の確立をすることができ、これらのトンネル群では、山岳トンネル設計施工標準に示す内空変位の目安の基準値（新幹線で地山等級 I_N の範囲で 50 ~ 150 mm、 I_S の範囲で 150 mm 以上）の範囲内での施工が行われている。

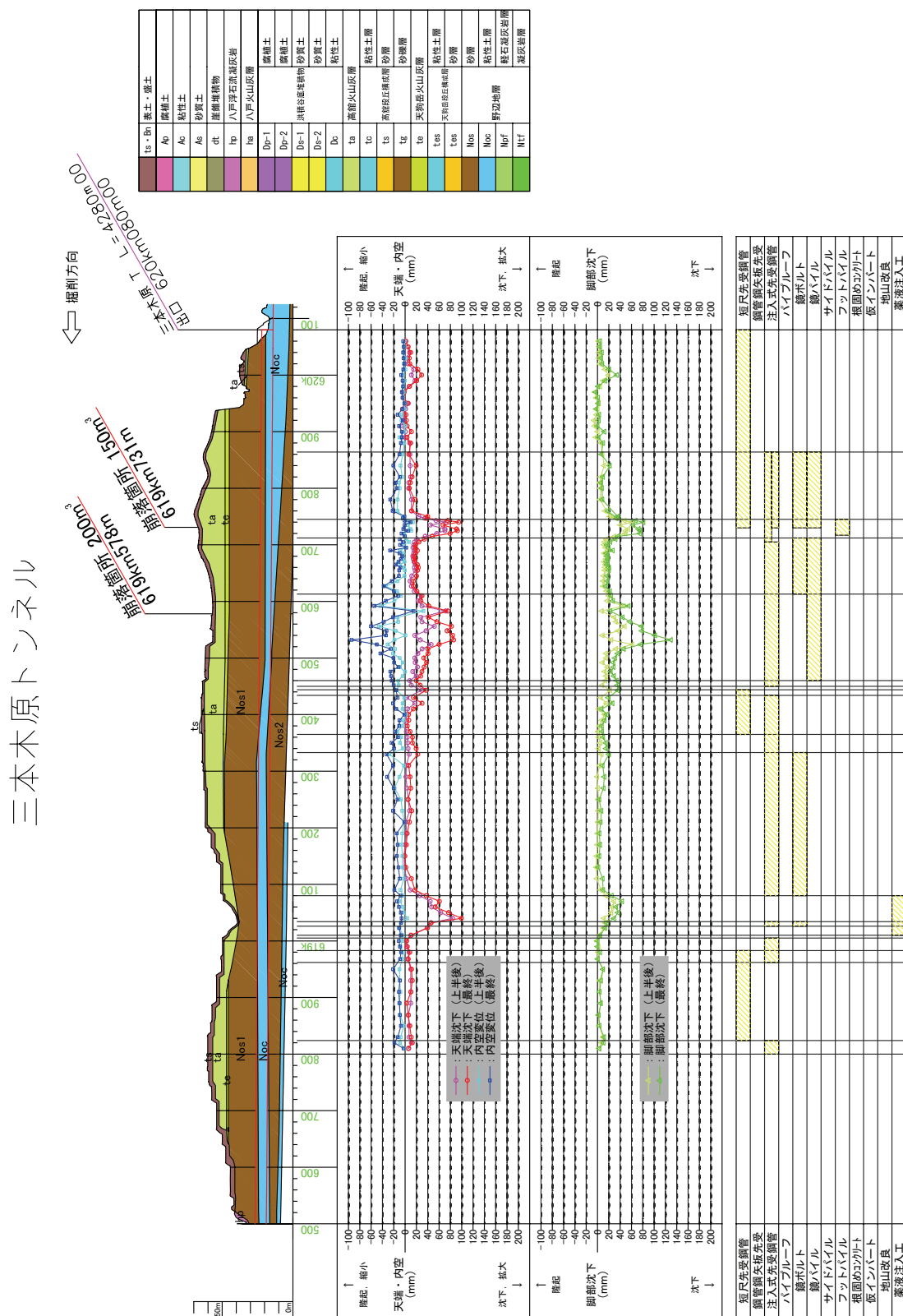


図-3.19 内空変位と対策工（三本木原トンネル）（文献9,11）に加筆）

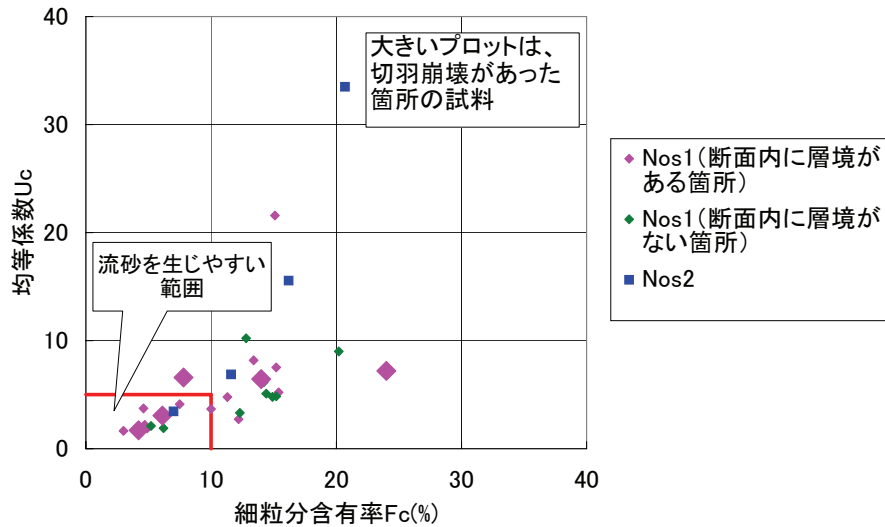


図-3.20 細粒分含有率と均等係数



(層境の残留湧水による崩落状況)



(含水比低下による崩落状況)

写真-3.11 地下水対策実施中における切羽崩壊（三本木原トンネル）

これらの施工結果から、土被りを基本として地質を区分し、採用した既存の補助工法及び新たに工夫・開発した補助工法の組み合わせについて整理し、掘削時の変位の結果と工事費（平成14年度価格）を図-3.21に示す。

- ① 土被りが1D以上（15～22 m）の野辺地層の比較的締まった均一な地下水位以下の砂質土における掘削時の対策工については、地表からのディープウェルにより掘削面の地下水位を下げ、坑内での先受工は地山を痛めない短尺（長さ約3 m）の鋼管を打撃圧入し地山の締め効果を持たせた工法を用いたものである。この組み合わせで沈下量は一般部で20～40 mm（最大60 mm）と小さく抑制でき、かつ、経済的に施工ができていることから効果的な対策であった考えられる。
- ② 土被りが1D以上（平均23 m）の野辺地層の比較的締まった地下水位以下の砂質土と粘性土の互層部における掘削時の対策工については、地表からのディープウェルにより掘削面

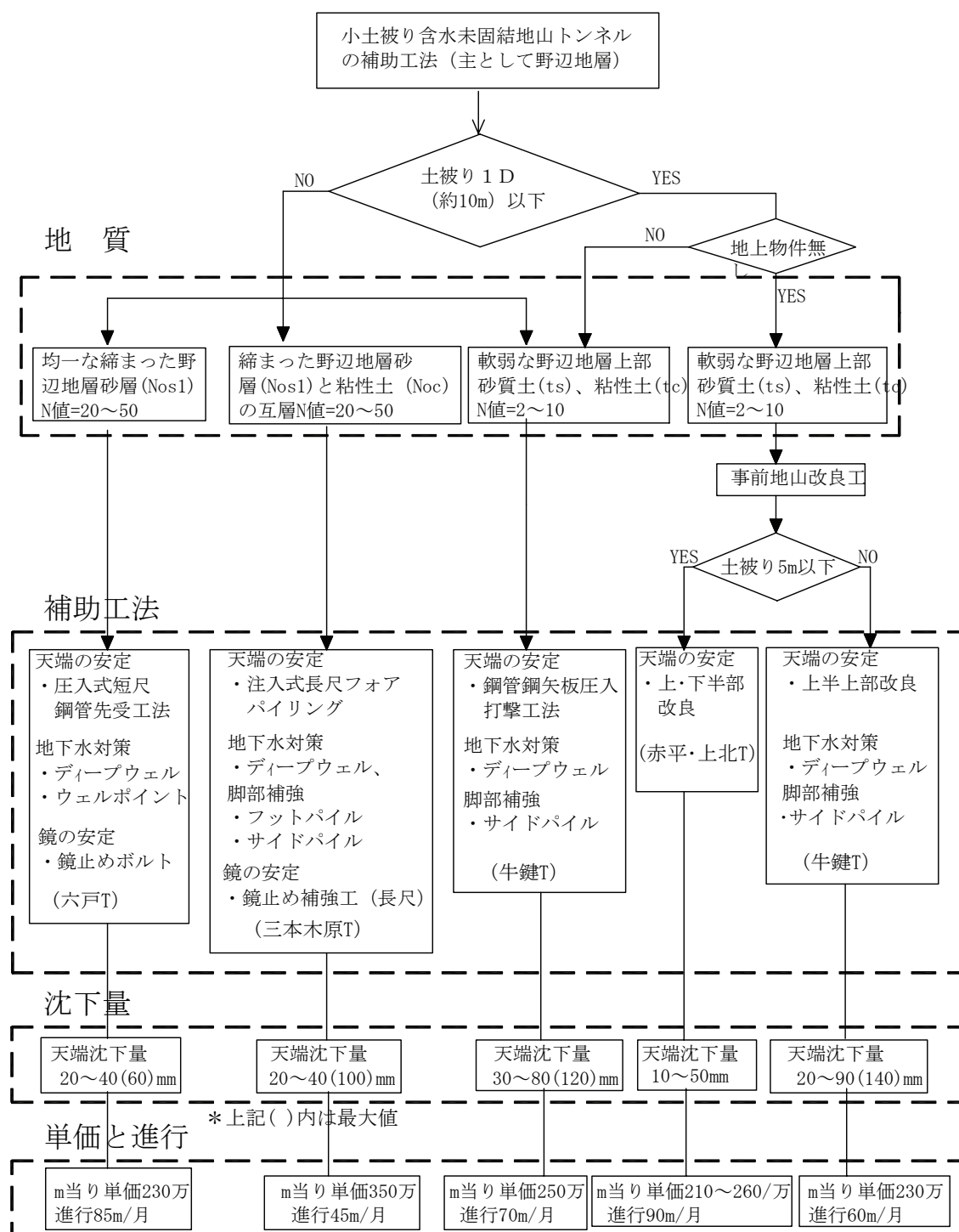


図-3.21 土被りと地質と補助工法

の地下水位を低下させ、坑内での先受け工として長尺フォアパイリング（注入式長さ 12 m）鏡止補強工（注入式長さ 12 m）等の工法を用いたものである。残留水および含水比低下による崩落が生じて施工は非常に難航したが、多くの注入式の先受け工により対策し掘削を行った。沈下量は、一般部で 20 ～ 40 mm 程度（最大 100 mm）で掘削ができている。工期及び工費は要するが、小土被り含水未固結地山で難航した場合の効果的な対策であったと

考えられる。

- ③ 土被りが 1D 以下 (10 m 以下) の小土被りで、地下水位以下での軟弱な高館段丘構成層砂質土、粘性土の掘削時の対策工として、地表に支障がない場合、土被りが小さいことからトンネル天端まで開削し、事前にトンネル周辺に地山改良を行い、埋め戻した後トンネルを掘削する新たな工法をとり入れた。牛鍵トンネルでは上半上部までの改良、2 段ベンチ工法による加背の縮小、脚部の沈下防止対策としてサイドパイル、地下水対策として地表からのディープウェルを併用した施工を行った。この組み合わせで沈下量は一般部で 20 ～ 90 mm 程度 (最大 140 mm) で抑制できた。上北・赤平トンネルでは、土被りが 5 m 以下と小さいため上・下半部を改良した施工を行った。沈下量は 10 ～ 50 mm 程度で抑制できた。事前地山改良工による対策工では、改良範囲が上半上部のものは、上・下半部改良に比べて沈下が大きいという課題は残るが、内空変位の目安の基準値内で抑制でき、かつ、経済的に施工ができていることから効果的な対策であったと考えられる。
- ④ また、地表に支障がある場合は、坑内からの先受け工として鋼管鋼矢板圧入打撃工法、脚部の補強対策としてサイドパイル、地下水対策として地表からのディープウェルを併用して施工を行った。この組み合わせで沈下量は一般部で 30 ～ 80 mm (最大 120 mm) と抑制でき、かつ、経済的に施工ができていることから効果的な対策であったと考えられる。

(2) 小土被り未固結地山における課題

小土被り未固結地山で種々の補助工法を用いての掘削が行われたが、このなかで、掘削時の沈下量に大きな特徴を示しているのは事前地山改良工によるものである。この事前地山改良工における改良範囲は上半上部と上・下半部改良の 2 種類のものが施工されていたが、両者の沈下性状には大きな違いが確認された。

図-3.22 は事前地山改良工を行った牛鍵トンネルと赤平・上北トンネルでの土被りと天端沈下量を示したものである。また、図-3.23 は同様に土被りと脚部沈下量を示したものである。全体的に土被りが増加するにつれ、天端沈下、脚部沈下ともに増大する傾向を示している。また、天端沈下と脚部沈下は、ほぼ同様の分布を示していることから、いわゆるとも下がり現象が生じていることが示唆される。

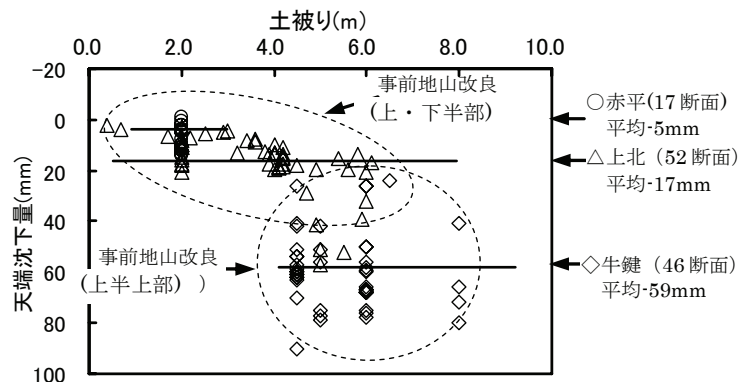
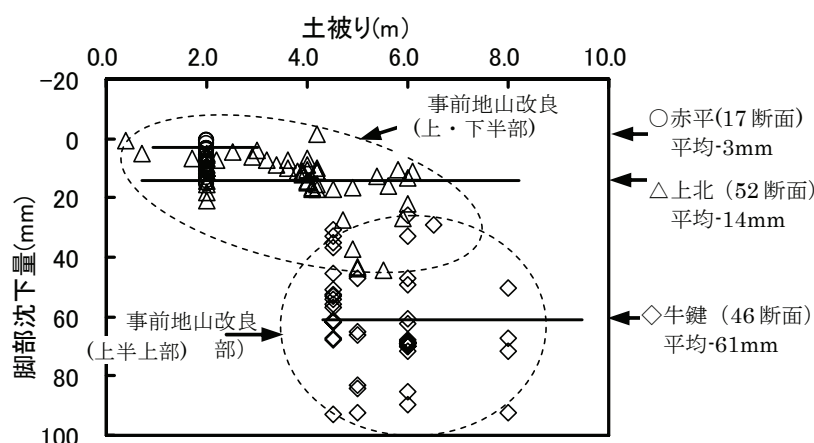


図-3.22 土被りと天端沈下量⁹⁾を加筆


図-3.23 土被りと脚部沈下量⁹⁾を加筆

牛鍵トンネルにおいて、事前地山改良工を上半上部に実施したケースでは、土被り 5 ～ 8 m において 20 ～ 90 mm 程度の沈下量となっている。

一方、赤平トンネル、上北トンネルにおいて事前地山改良工を側壁下部までの上・下半部まで実施したケースでは、土被り 2 m 程度の赤平トンネルで 20 mm 以下、土被り 6 m 程度以下の上北トンネルではおおむね 40 mm 以下の沈下量となっている。このように、グラウンドアーチが形成されにくく地耐力も劣る小土被り未固結地山であっても、事前地山改良工を下半部まで実施した場合には、大きな沈下抑制効果が確認されている。

図-3.24 は土被りと天端沈下量－脚部沈下量の関係を示したものである。側壁下部まで上・下半部改良した上北・赤平トンネルでは天端沈下量が脚部沈下量に比べて大きくなっているが、上半上部改良の牛鍵トンネルでは脚部沈下量が大きくなっている。天端沈下量と脚部沈下量の差はいずれのトンネルでも小さく、天端沈下量＝脚部沈下量に近い関係となっている。脚部沈下量が天端沈下量に比べて大きくなるのは上半上部のみ地山改良を実施した場合、脚部に作用する荷重が未改良地盤に作用していることが影響していると考えられる。

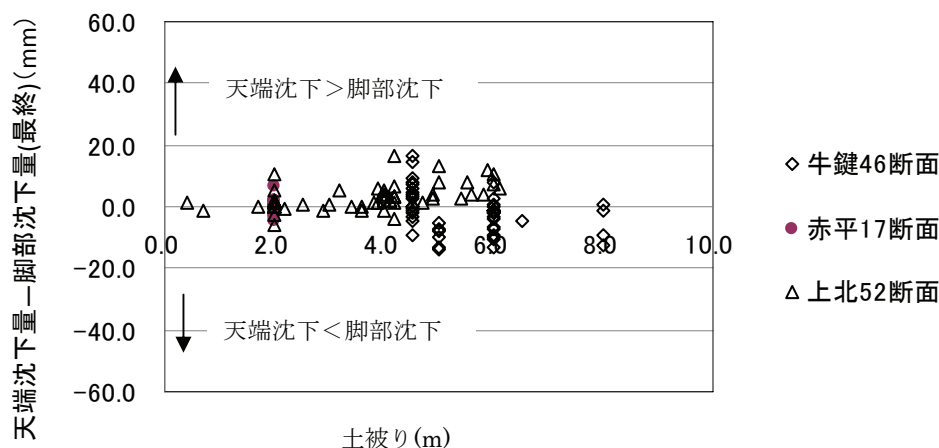


図-3.24 土被りと天端沈下量・脚部沈下量

事前地山改良工については、試行錯誤的な改良形状、改良強度によった施工例からであるが、経済的な施工で大きな変位抑制効果が認められた。今後の小土被り未固結地山区間における有力な工法になると考えられる。

しかしながら、地質条件、改良範囲、改良強度により沈下量が大きく変わるため、採用に当たっては、これらの要因を適正に評価できる手法が必要と考えられる。

3.5 小土被り未固結地山における NATM の補助工法等の現状と課題のまとめ

東北新幹線八戸・七戸間での小土被り含水未固結地山のトンネル施工では、トンネル掘削時の吹付けコンクリート、ロックボルトを用いた基本支保のほかに新たに工夫・開発した補助工法と既存の補助工法を組合せて用いたことにより、このような小土被り未固結地山のトンネルでの切羽の安定性の確保、工期の確保、工費の低減が可能であったことを示した。また、施工結果から、土被りを基本として、地質を区分し、既存の補助工法及び新たに工夫・開発した補助工法の組み合わせについて整理し、掘削時の変位の結果と工事費についてフローとしてとりまとめた。

特に、小土被りで施工された事前地山改良工（上半上部、上・下半部）は、試行錯誤的な改良範囲及び改良強度によるものであったが、掘削時の変位もある程度抑制でき、施工工程も短縮でき、経済的になっている。今後の小土被り未固結地山区間における有力な工法になるものと考えられる。このため、事前地山改良工における支持機構の解明と合理的な設計法の整理が必要である。

第3章の参考文献

- 1) 田村栄二郎・松長剛：小土かぶり・帯水土砂地山トンネルの各種補助工法(その1)―東北新幹線 八戸・七戸間トンネル群―，トンネルと地下，Vol.39，No.10，pp.7-16，2008.10.
- 2) 登坂敏雄・玉井達毅：小土かぶり・帯水土砂地山トンネルの各種補助工法(その2)―東北新幹線 八戸・七戸間トンネル群―，トンネルと地下，Vol.39，No.12，pp.7-13，2008.12.
- 3) 中村純治・田野彰一：小土かぶり・帯水土砂地山トンネルの各種補助工法(その3)―東北新幹線 八戸・七戸間トンネル群―，トンネルと地下，Vol.40，No.1，pp.15-24，2009.1.
- 4) 桜井春輔，足立紀尚：都市トンネルにおける NATM，鹿島出版会，1988.12
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル，2002.3.
- 6) 鉄道・運輸機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，2008.4.
- 7) 小池一之，町田洋：日本の海成段丘アトラス，東京大学出版会，2001.6.
- 8) 日本鉄道建設公団盛岡支社：東北幹，三本木平地区水文調査他 報告書，p.12，p.14，2001.3.
- 9) 社団法人日本トンネル技術協会：東北新幹線における未固結小土被りトンネルの設計施工対策評価書（別冊），2008.
- 10) 佐伯則幸・後藤光理・井浦智実：未固結地山における小土かぶりトンネル群の施工―東北新幹線 六戸・三本木原・牛鍵トンネル―，トンネルと地下，Vol.37，No.4，pp.7-15，2006.4.
- 11) 北川隆・磯谷篤実・後藤光理・野城一栄：小土かぶり土砂地山トンネルの掘削時の挙動の分析-東北新幹線 八戸～新青森-，トンネルと地下，Vol.37，No.3，pp.44-52，2006.3.
- 12) 蓼沼慶正・磯谷篤実・小西真治・西山達也・奥津一俊：地山改良工を併用した低土被りトンネルの施工，トンネル工学報告集，Vol.13，pp.207-212，2003.11
- 13) 北川隆・磯谷篤実・奥津一俊・川口隆徳：地山改良とサイドパイルで小土かぶり土砂地山を掘削，トンネルと地下，Vol.35，No.4，pp.7-14，2004.4.
- 14) 斎藤荘英・石山民一・田野彰一・芳賀宏：側壁脚部に軟弱層を伴う地山を地表より改良―東北新幹線 上北トンネル，赤平トンネル―，トンネルと地下，Vol.39，No.6，pp.7-14，2008.6.
- 15) 土木学会：トンネル標準示方書 山岳工法・同解説【2006年制定】，p.36，2006.7.

第4章 事前地山改良したトンネルの計測結果

4.1 概要

東北新幹線八戸・七戸間のトンネルの施工において、土被りが10 m以下と小さく、地質が軟弱な場合に、事前地山改良工法が採用されている。

本章では、東北新幹線八戸・七戸間において事前地山改良により施工された牛鍵トンネル、赤平トンネル、上北トンネルの計測結果を示し、その結果を分析し、事前地山改良工の特質される事項を示す。

4.2 牛鍵トンネルにおける事前地山改良

4.2.1 地質状況

牛鍵トンネルは、図-4.1の地質縦断図に示すように、標高30～70 m程度の台地下を土被り2 m～10 m（平均8 m）で通過する。このうち事前地山改良が施工されたのは、地表面が使用できる主要地方道三沢・七戸線からトンネル出口までの区間である。

地上条件は、水田と畑が大部分を占めており、途中3箇所では交通量2,500台／日程度の県道や主要地方道と交差している。

地質は、上位より新期火山噴出物である黒ボク(lm)、高館火山灰層(ta)、扇状地堆積物である高館段丘構成層粘性土(tc)、高館段丘構成層砂質土(ts)、第四紀更新世野辺地層砂質土(Nos1)および粘性土(Noc)等で構成されている。

トンネル掘削部の地質は、高館火山灰層(ta)、高館段丘構成層砂質土(ts)と粘性土(tc)、野辺地層砂質土(Nos1)が主体となる。高館火山灰層(ta)は、 N 値が2～5以下の軟質層であり、浮石や石英砂の混入が見られる。高館段丘構成層砂質土(ts)は、シルト混じりの砂礫を主体とし、粘着力 $c = 3 \text{ tf/m}^2$ 、細粒分含有率 $Fc = 8 \sim 20 \%$ 、 N 値が10～15以下であり、湧水に伴った流砂が懸念される物性を有している。高館段丘構成層粘性土(tc)は、有機質シルトや火山灰質シルトを主体とするもので、 N 値が10以下の軟弱層で弾性係数 $E = 7 \text{ MN/m}^2$ 程度であるため、大きな沈下が懸念される。一方、野辺地砂層(Nos1)は、全体的には N 値が30以上の比較的締まった砂層であるが、一部均等係数が低くルーズな層もあり、近傍のトンネル掘削では湧水による流砂現象も起こっている。

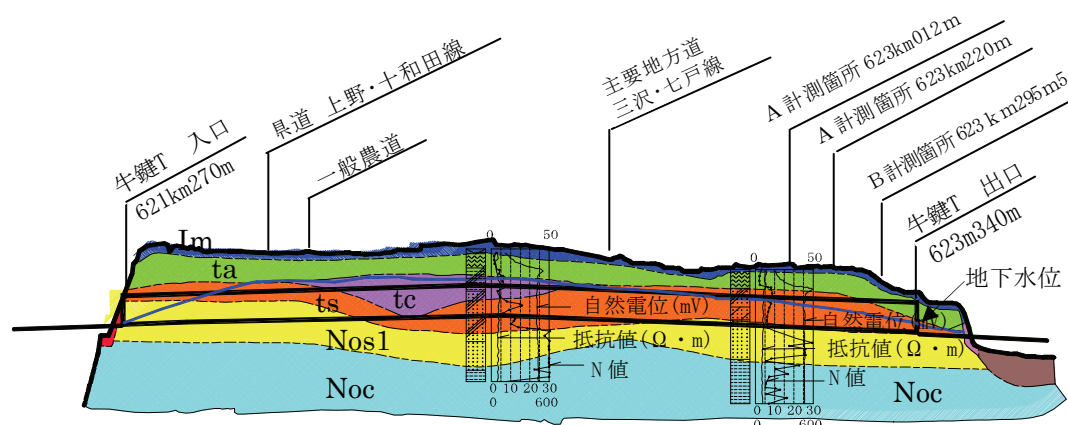


図-4.1 牛鍵トンネル地質縦断面図

4.2.2 計測計画と計測結果

(1) 計測計画 1),2)

計測は、通常掘削時に実施する内空変位測定、天端沈下測定、脚部沈下測定、地表面沈下測定（以下 A 計測 ㊦という）のほか、終点方坑口より最初の 100 m 区間を試験施工として位置付け、623 km 295 m 50 の断面ではトンネルの壁面や地山内部の挙動と各支保部材の力学的挙動の相互の関係を把握するため、土圧測定、地中変位測定、吹付けコンクリート応力測定、鋼製支保工応力測定（以下 B 計測 ㊦という）を図-4.2 に示すように行った。

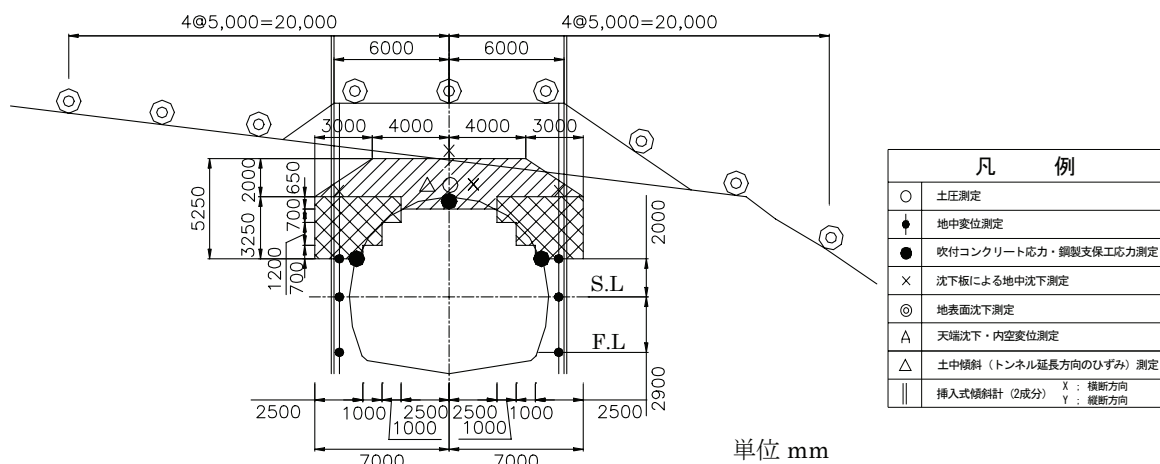


図-4.2 計測計器の配置

計測断面の事前地山改良の形状と改良範囲を図-4.3 に示す。保護盛土を行い、天端部の範囲に事前混合処理、上半上部の範囲に浅層混合処理をしたものである。改良強度は天端部は 1.0 N/mm²、肩部は 0.5 N/mm²としている。材料のスペックを表-4.1 に示す。事前地山改良の他に、吹付けコンクリート、鋼製支保工、ロックボルトによる支保を用い、湧水対策としてディープウェルを行っている。

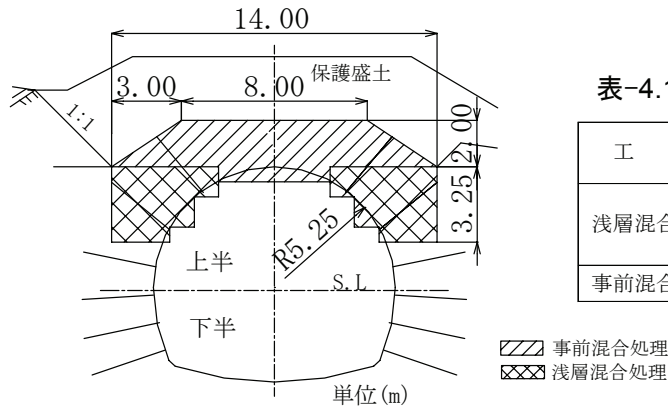


図-4.3 事前地山改良工の形状

表-4.1 事前地山改良工のスペック

工 法	改良目標強度 (N/mm^2)	固化材添加量 (kg/m^3)
浅層混合処理	0.5	50 (粘性土)
		90 (砂質土)
事前混合処理	1.0	50 (山砂)

計測断面では、2次元有限要素法による弾性解析を行った。2次元有限要素法による地山、改良体及び支保部材は、表-4.2に示すようにモデル化を行った。解析領域は、水平方向 $4D$ (D : トンネル掘削幅) 下方向 $1D$ とした。図-4.4に解析領域および境界条件を示す。入力物性値⁴⁾を表-4.3、表-4.4に示す。断面の地質は、改良体底面まで高館火山灰層ローム (ta)，下半までは高館段丘構成層砂質土 (ts) が分布する構成とした。

表-4.2 地山、改良体および支保部材のモデル化

構成要素	要素モデル
地 山	平面ひずみ要素
吹付けコンクリート	平面ひずみ要素
ロックボルト	棒要素
鋼製支保工	梁要素
改良体	平面ひずみ要素

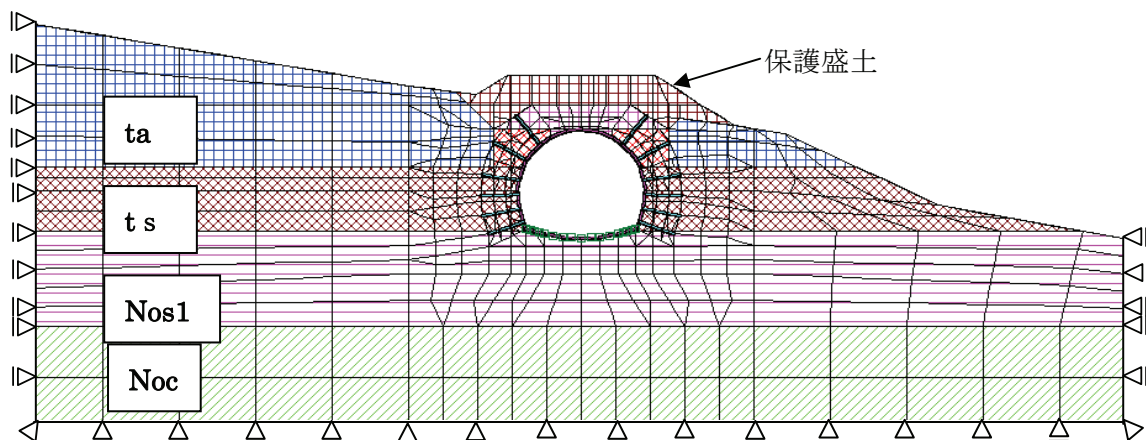


図-4.4 解析領域および境界条件 (623 km 295 m 50 断面をモデル)

表-4.3 地山入力物性値⁴⁾

名称			高館 火山灰層 ta	高館 段丘構成層 ts	改良体	
					浅層混合処理	事前混合処理
変形係数	E	kN/m ²	3.5×10^3 ^{*1)}	2.0×10^4 ^{*1)}	5×10^4 ^{*2)}	10×10^4 ^{*2)}
単位体積重量	γ	kN/m ³	14 ^{*3)}	18 ^{*3)}	19 ^{*4)}	19 ^{*4)}
ポアソン比	ν		0.35 ^{*5)}	0.35 ^{*5)}	0.35 ^{*5)}	0.35 ^{*5)}
粘着力	c	kN/m ²	36 ^{*6)}	20 ^{*6)}	144 ^{*7)}	288 ^{*7)}
内部摩擦角	ϕ	°	0	30 ^{*5)}	30 ^{*5)}	30 ^{*5)}

注) *1) 文献⁴⁾ 表-5.1.1(1)平均値

*2) 文献⁵⁾ $E = 100 qu$

*3) 文献⁴⁾ 野辺地層と高館段丘構成層との比較表参照

*4) 文献⁶⁾ 表-2.3 参照

*5) 文献⁷⁾ 表-8.4 S_1

*6) 文献⁴⁾ 表-5.1.4(1)深度 2.5m

*7) $qu=2C\cos\phi/(1-\sin\phi)$ より, $qu = 1000$ (500) kN/m², $\phi = 30^\circ$

表-4.4 支保入力物性

名称			吹付けコンクリート	鋼製支保工(150H)	合成断面 ^{*1)}
弾性係数	E	kN/m ²	3.4×10^6 ^{*2)}	2.1×10^8	2.1×10^8
ポアソン比	ν		0.3	0.3	0.3
断面積	A	m ²	0.2	3.97×10^{-3}	7.21×10^{-3}
断面二次 モーメント	I	m ⁴	—	1.62×10^{-5}	1.62×10^{-5}
名称			インバート	ロックボルト(12本)	
弾性係数	E	kN/m ²	2.2×10^7 ^{*3)}	2.1×10^8	
ポアソン比	ν		0.3	0.3	
断面積	A	m ²	0.45	3.87×10^{-4}	
断面二次 モーメント	I	m ⁴	7.59×10^{-3}	—	

注) *1) 吹付けコンクリートと鋼製支保工の支保部材は、吹付けコンクリートは軸力のみ、鋼製支保工は軸力・曲げモーメントを負担するような鋼材の弾性係数を持った合成部材とする。

$$\text{合成断面積}(A) = (Ec \cdot Ac + Es \cdot As) / Es$$

Ec :吹付けコンクリートの弾性係数 Ac :吹付けコンクリートの断面積

Es :鋼製支保工の弾性係数

As :鋼製支保工の断面積

*2) 文献⁷⁾ 表-5.1.4(1)深度 2.5m

*3) 文献⁸⁾ $f_{ck} = 18$ N/mm²として引用

解析ステップは、初期応力解析、上半掘削（上半切羽到達時）、上半支保（上半掘削完了）、下半掘削、下半支保とした。解析においては、掘削予定面の応力を逐次解放する方法を用い、その時の応力解放率は、鉄道構造物等設計標準・同解説都市部山岳工法トンネル⁹⁾などを参考

とし、掘削時の応力解放率を 40 %，支保完了時に残りの 60 %を解放することとした．側圧係数 K_0 は、NATM 設計施工指針⁷⁾に基づき、土被り約 5 m として、式 4.1 による値とした．

$$K_0 = 0.015 \times 5 + 0.25 = 0.325 \approx 0.35 \quad (4.1)$$

図-4.5 は、上半切羽掘削時点における地山のモール・クーロンの破壊条件に対する安全率分布を示したものである．肩部から上の地山は健全な状態を示している．下半掘削時には、安全率 1.0 以下の範囲が側壁部において発生している．天端部の改良によってその荷重を改良体脚部付近の地山が負担していることを示している．

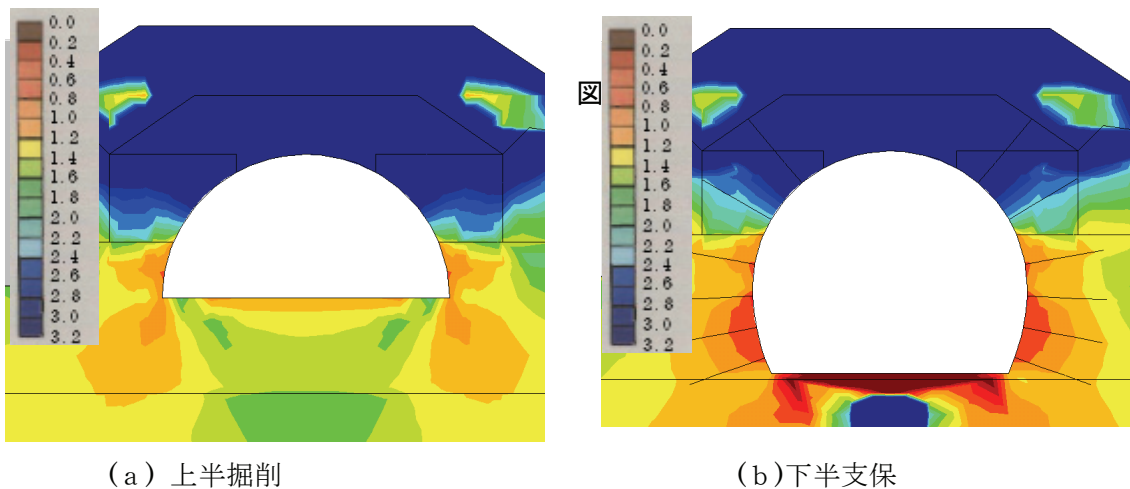


図-4.5 モール・クーロンの破壊規準による安全率分布

(2) 計測結果^{1), 2)}

計測は、A 計測と B 計測を行った．計測結果を以下に述べる．

計測断面付近の掘削時の地質状況は、上部に高館火山灰層 (ta) のローム、改良体下端から下は高館段丘構成層 (ts, tc) で側壁部右側には N 値 2 程度の粘性分を多く含んだ火山灰質砂質土層、側壁部左側には比較的固結度の高い粘性土層、下半には火山灰質砂質土の下に N 値 2 ~10 程度のシルト質粘性土が厚く分布していた．

a) 天端沈下，内空変位測定

図-4.6 は 623 k m295m の土被り約 4.5 m B 計測位置における A 計測の天端沈下，内空変位の経時変化，また、表-4.5 は掘削時の変位量を示したものである．

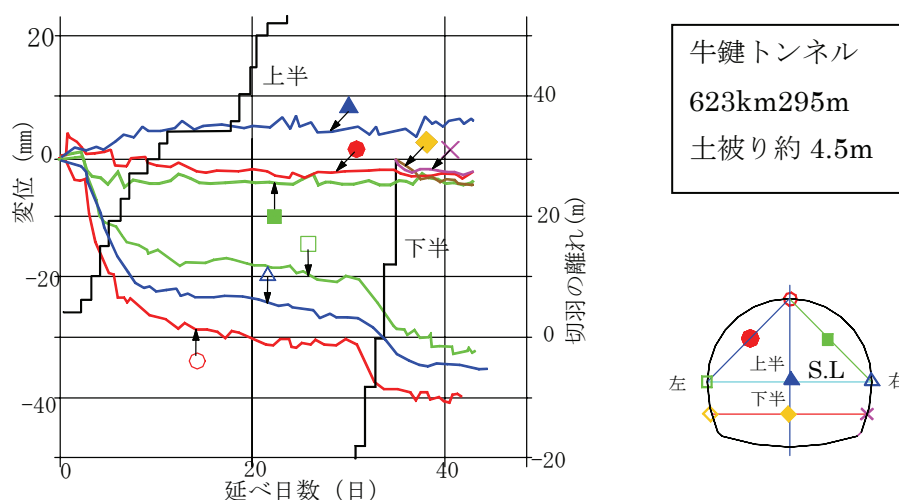


図-4.6 天端沈下・内空変位の経時変化図

表-4.5 掘削時の変位量

(変位の単位 mm)

掘削部位	天端 沈下	左脚部 沈下	右脚部 沈下	上 半 内空	下 半 内空	脚部沈下/天端沈下
上半掘削	-30	-20	-25	5		0.75
下半掘削	-40	-32	-32	6	-3	0.80
上半変位比率	0.75	0.63	0.78	0.83		

上半，下半掘削ともに脚部沈下が大きく天端沈下量の 75～80 %となっており，改良体の一次支保全体が下がっている傾向にある．また，上半掘削時変位と全体変位の比率は 63～83 %で，上半掘削時の変位が大きくなっている．

内空変位は，上半掘削時にトンネル外方に拡がり，下半掘削でも拡がったままで変化しない．これは，上半掘削時に改良体を含む上載荷重が脚部に作用し，側壁未改良部の地山が沈下し，内空変位はこの上載荷重によって拡大しているものと考えられる．変形モードとしては，支持地盤の弱い門型改良体に上載荷重が作用し，脚部が拡がった状態に近いと想定される．

図-4.7，図-4.8 は土被りが大きい場合の A 計測の結果である．掘削工法は 2 段ベンチカットとしている．上半，下半掘削ともに脚部沈下が大きくサイドパイル対策工のもので天端沈下量と同程度，対策工なしの場合は脚部沈下量のほうが大きい状況で，改良体及び一次支保全体が下がっている傾向にある．また，水平変位については，内空側に変位しており，B 計測と異なった変位を示している．

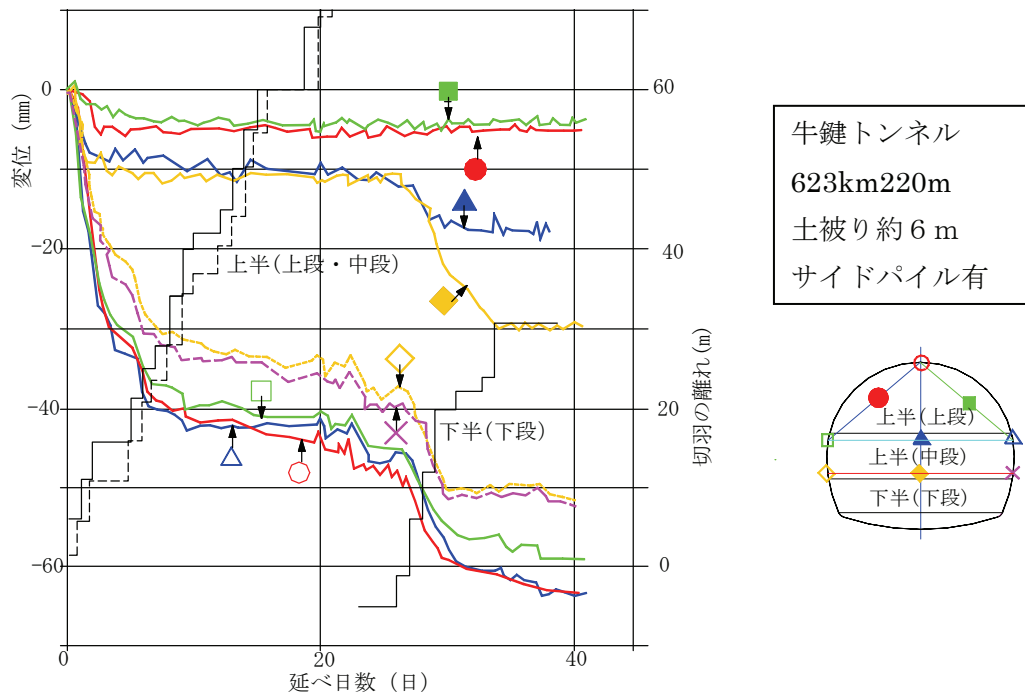


図-4.7 天端沈下・内空変位の経時変化図

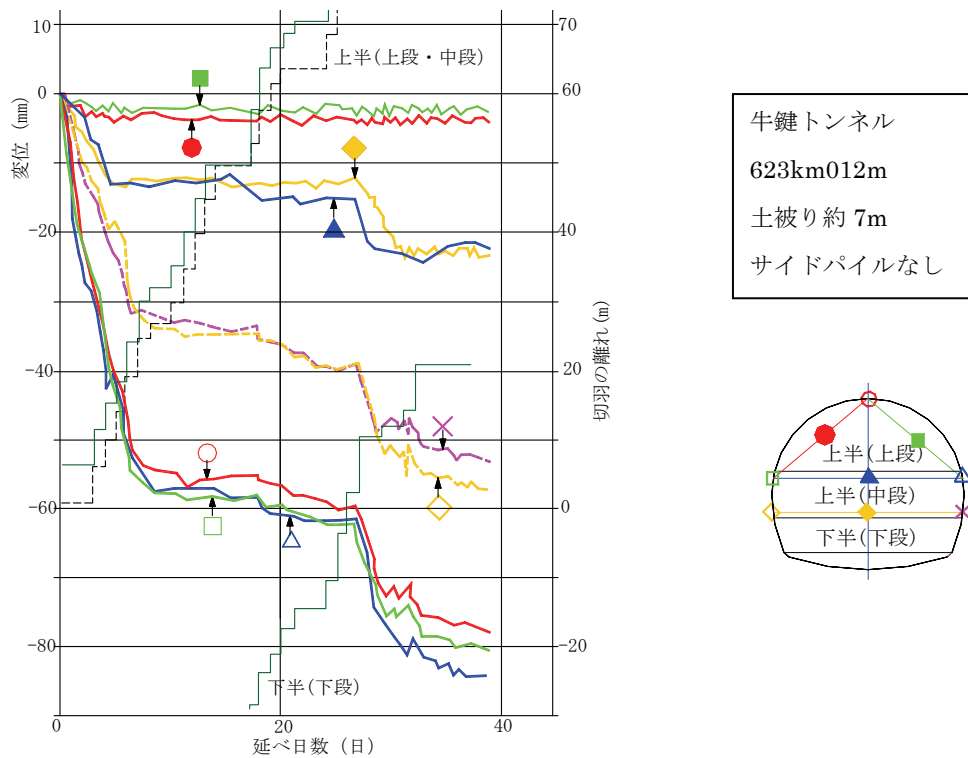


図-4.8 天端沈下・内空変位の経時変化図

b) 地中変位計測結果

図-4.9 は地中鉛直変位の沈下経時変化，図-4.10 は地中鉛直変位の分布，表-4.6 は地中鉛直変位量を示したもので，いずれも B 計測の結果である．地中変位計は，図-4.2 に示したように断面の両側に設置し，F・L のポイントを固定点として鉛直方向の変位を測定した．

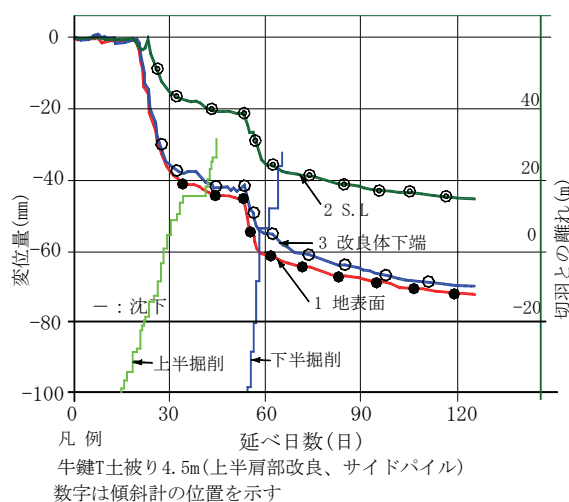


図-4.9 地中鉛直変位の沈下経時変化

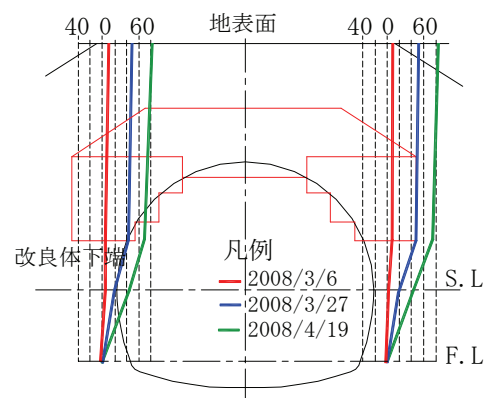


図-4.10 地中鉛直変位の分布

表-4.6 地中鉛直変位の分布

(変位の単位 mm)

掘削部位	地表面 変位	改良体下端 変位	S.L 部 変位	地表面/改良体下端
上半掘削	-45	-40	-20	1.13
下半掘削	-72	-70	-45	1.03
上半変位率	0.63	0.57	0.44	

* 上半変位率＝上半（上段・中段）掘削鉛直変位／下半（下段）掘削時の鉛直変位

地中鉛直変位は、上半掘削時は、切羽が計測地点の 10 m (1 D) 程度に近づいた時点から始まり、また、下半掘削についても、切羽が計測地点の 20 m (2 D) 程度手前から始まっている。これは、地山改良体が縦断方向の連続梁として掘削による再配分荷重と上部の荷重とを受け持つことにより、切羽前方の変位に影響を与えているものと考えられる。

地表面の沈下量は、埋め戻し土の圧密沈下の影響はあるものの、改良体の下端の沈下量と量的にも傾向的にも同じであるため、改良体とその上の盛土は一体となって沈下している。これは、天端と脚部が同程度沈下するとともに下がり現象であり、浅層改良の脚部の地質が沈下量に大きく影響を及ぼしているものと考えられる。

S.L 部分の沈下量は、上半掘削時から比較的大きい値を示しているが、絶対量は改良体下端の沈下に比べ小さい。このことから、上半掘削時では、側壁未改良区間地山から S.L 付近も沈下して脚部沈下が大きくなっている。また、下半掘削時も脚部沈下の影響でさらに沈下が増加している。

上半掘削時の変位は、掘削完了時の変位の 44～63 %の範囲となっている。

図-4.11 は上半掘削時の地中鉛直変位の実測値と解析値を比較したものである。上半切羽到達時は、沈下量、沈下勾配とも解析結果に近いものとなっている。上半切羽が離れるにつれて

改良体から下の沈下が大きくなっている。特に S.L 部の沈下は、切羽から 30 m 離れで 15 mm 程度の沈下が発生している。これは、図-4.6 に示した変位測定結果でも脚部沈下は平均 18 mm 程度沈下していることから脚部の沈下が原因と考えられる。また、側壁部未改良区間の沈下量、沈下勾配は解析結果に比べ倍程度に増大しており、未改良部の地山の影響が現れたものと考えられる。

図-4.12 は上半掘削時の地中水平変位の実測値と解析値を比較したものである。上半掘削時の水平変位の実測値は、川側では、切羽到達時には改良体脚部の未改良区間でトンネル内空側に大きく変位し、切羽進行に伴って地山側に戻る傾向がある。山側では地山側に変位し、切羽進行に伴ってさらに地山側に変位が増加している。2 次元の解析結果では、山側の変位の挙動は同じ傾向を示しているが、川側の変位の挙動は異なっており、地質等の影響と考えられる。

図-4.13 は下半部の掘削完了時の実測値の地中水平変位を示したものである。下半側壁部の変位については、上半掘削時には地山側に変位していたものが、下半部を掘削することにより内空側へ約 10 mm 程度変位し、上半部は地山側に変位が増加する傾向にある。

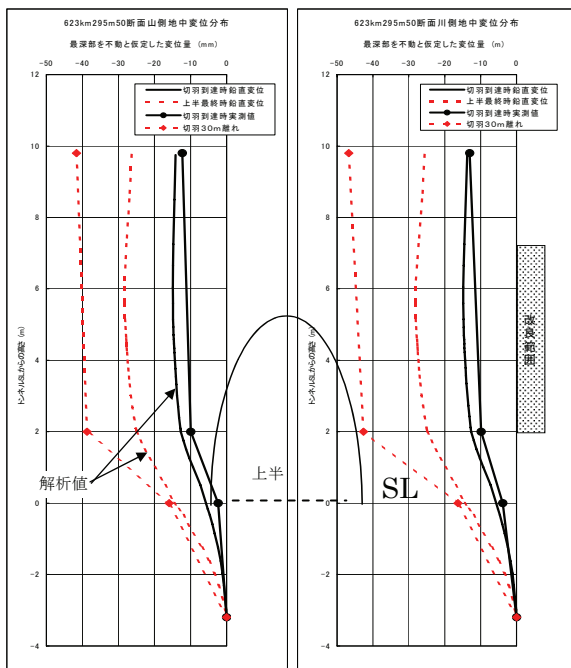


図-4.11 地中鉛直変位の経時変化の実測値と解析値の比較（上半掘削時）

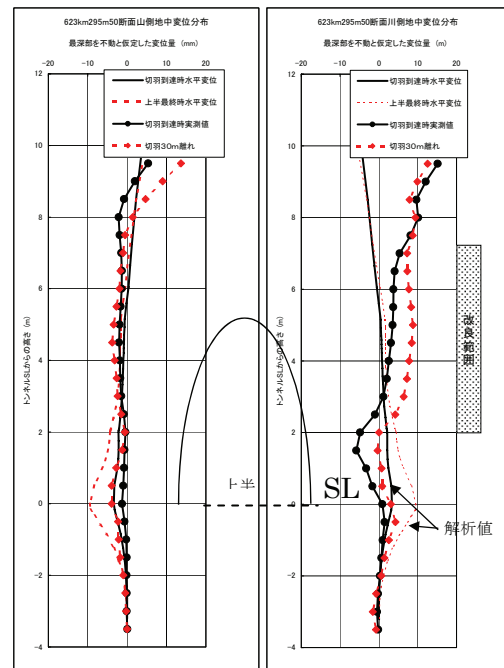


図-4.12 地中水平変位の経時変化の実測値と解析値の比較（上半掘削時）

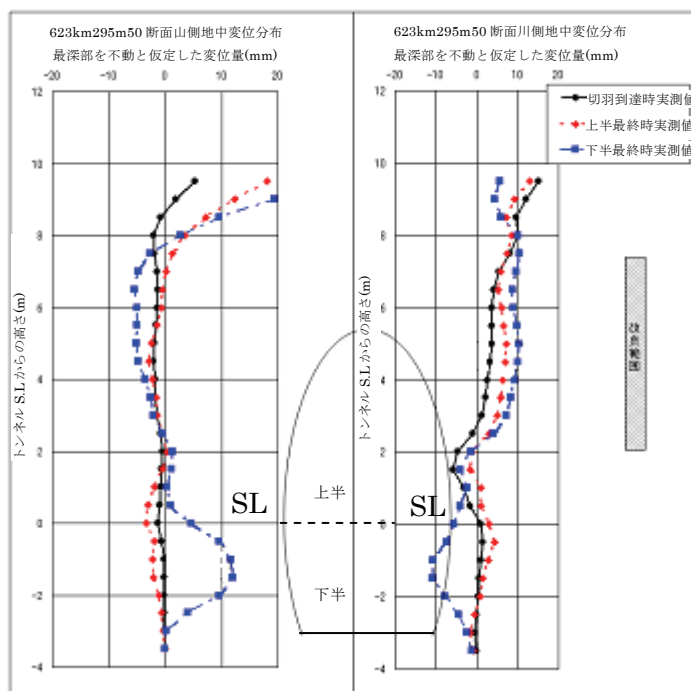


図-4.13 地中水平変位の経時変化の実測値（下半掘削完了時）

c) 改良体内の土圧計測結果

改良体内（天端から 50 cm 上）に設置した土圧計の経時変化を図-4.14 に示す．この図では，トンネル掘削開始前の土圧を 1 とした変化割合で示している．なお，土圧計は，測定誤差を解消するため，土圧計の下には鉄板を設置し，土圧計のチェックは，盛土の施工時に段階的に鉛直土圧（ γH ）と測定値の対比により行った．

改良体内の土圧は，ばらつきは大きいですが，概して，切羽が 10 m 程度近づいた段階から比較的なだらかに当初土圧の 1.3 倍程度まで増加する．切羽が 3 m まで接近すると急激に減少を始め，切羽通過にかけて 0～0.3 まで減少する．その後支保の施工時点で再度増加する傾向になる．天端の土圧の減少は，切羽の応力解放による荷重が改良体側部に伝達され支持されることにより生じていると考えられる．

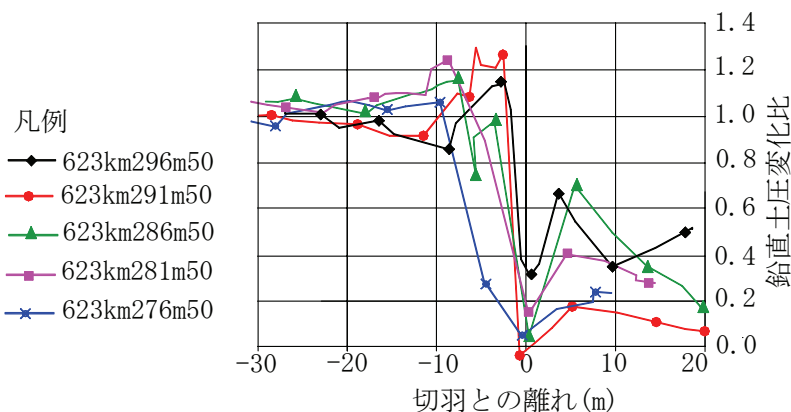


図-4.14 改良体内鉛直土圧変化図

図-4.15 は挿入式傾斜計による区間ひずみ分布を示したものである。側壁部の改良体脚部の未改良区間の区間ひずみが最大となり、圧縮ひずみは約 1.5 % となっている。この部分地質は高館段丘構成層砂質土(ts)で変形係数は $2 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ であり、桜井が示した限界ひずみと弾性係数の関係¹⁰⁾に従えば、1.6 % 以上が崩壊領域となり、この圧縮ひずみは砂質土の不安定領域での限界ひずみになっている。また、表-4.5 に示した脚部沈下量 32 mm が未改良区間 2 m で発生したと考え、ひずみを算定すると区間ひずみは 1.6 % となり、図中に示した区間ひずみに近い数値となっている。この限界ひずみの値から掘削時の側壁部の地山は不安定に近いと考えられる。

つぎに、改良体内のトンネル縦断方向土中傾斜計の経時変化を図-4.16 に示す。土中傾斜は、上半掘削時には、切羽が 7 m ～ 10 m (0.7 D ～ 1 D) 手前の時点から変化が見られ、切羽通過時には、最大 0.24 % の土中傾斜角（以下単純せん断ひずみという）が発生している。切羽通過後は、単純せん断ひずみは徐々に減少し、0.04 % 程度になる。下半掘削時には、約 20 m 手前から単純せん断ひずみは変化するが、その値は 0.1 % と上半掘削時に比べて小さい。改良体の変形係数は $1 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ であり、この改良体内の単純せん断ひずみについて、桜井が示した限界ひずみと弾性係数の関係¹⁰⁾に従えば、0.23 % 未満が安定領域であり、改良体内のひずみはこれに近く安定していると考えられる。このように、改良体は切羽天端のひずみを抑制し、沈下量の抑制と切羽の安定に寄与しているものと考えられる。

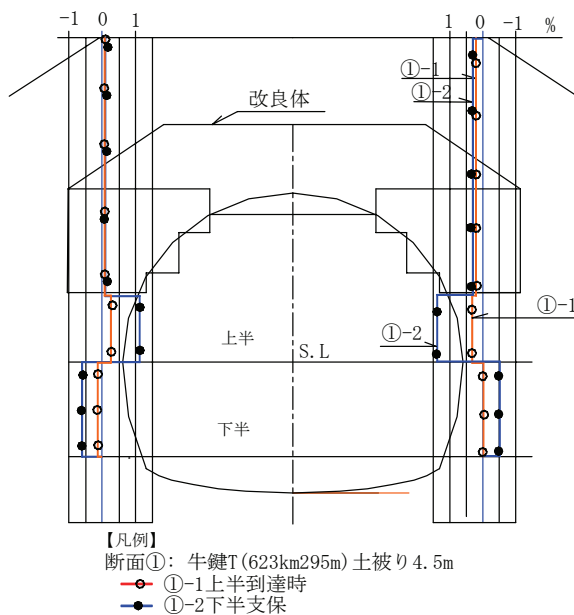


図-4.15 区間ひずみ分布

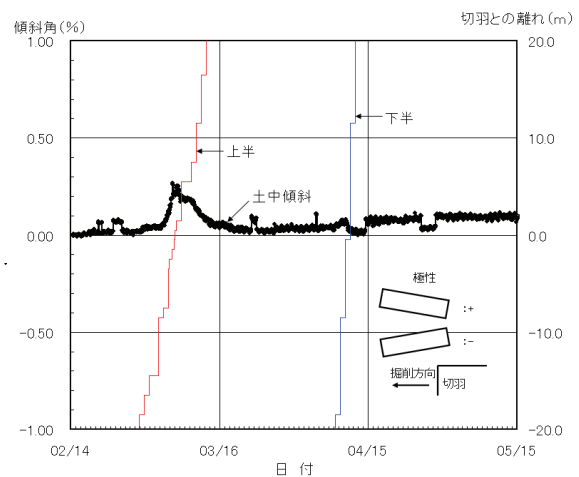


図-4.16 土中傾斜計経時変化図

d) 一次支保応力計測結果

吹付コンクリート応力を図-4.17 に示す。上半最終段階での圧縮応力は最大約 1.2 N/mm^2 で、一間 (1m) あたりの平均軸力は 130 kN となった。やや右側が大きいもののほぼ一様な分布を示している。圧縮応力は、設計強度 (9.3 N/mm^2) の 12 % となる小さい値であった。

鋼製支保工軸力を図-4.18 に、曲げモーメントを図-4.19 に示す。鋼製支保工軸力はほぼ一様な圧縮分布を示し、最大軸力は 120 kN で、断面右肩位置で発生した。

一方、曲げモーメントは最大-8 kNm である。曲げモーメント分布から見ると、天端に内空側に凸のモーメントが、側壁部に外側に凸のモーメントが発生しており、内空変位が拡大している状況と一致している。

実測による応力は、107 N/mm² であり、許容値 (245 N/mm²) に対し、約 50 % となっている。

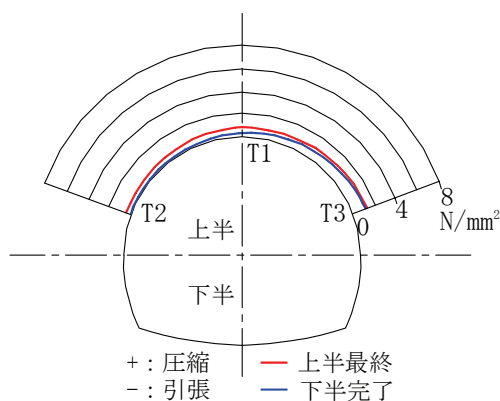


図-4.17 吹付コンクリート応力分布
(623 k m296m)

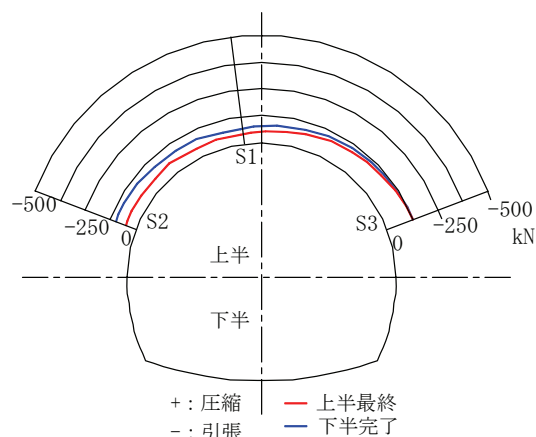


図-4.18 鋼製支保工軸力分布図
(623 k m296m)

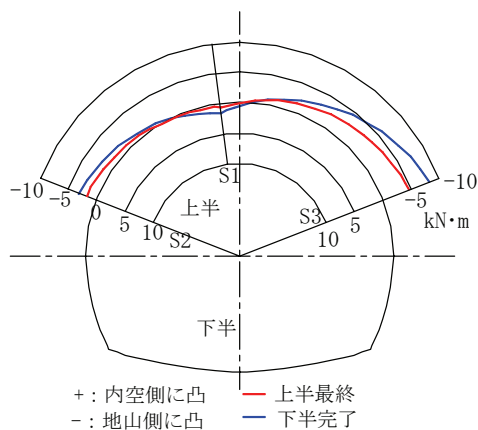


図-4.19 鋼製支保工曲げモーメント分布図
(623 k m296m)

4.3 赤平トンネルにおける事前地山改良

4.3.1 地質状況

赤平トンネルの土被りは0～6 m程度である。地質は、新第三紀鮮新世後期から第四紀更新世中期の「野辺地層」の上位地盤をトンネル基盤としている。野辺地層は、未固結～半固結状の粘性土と、中位～密実な締まりの砂質土に区分される。その上部には第四紀更新世後期の高館段丘構成層の堆積物（粘性土，砂質土），さらに，十和田および八甲田火山群の噴出物（降下火山灰（ローム））が載っている。赤平トンネルの地質縦断図を図-4.20に示す。

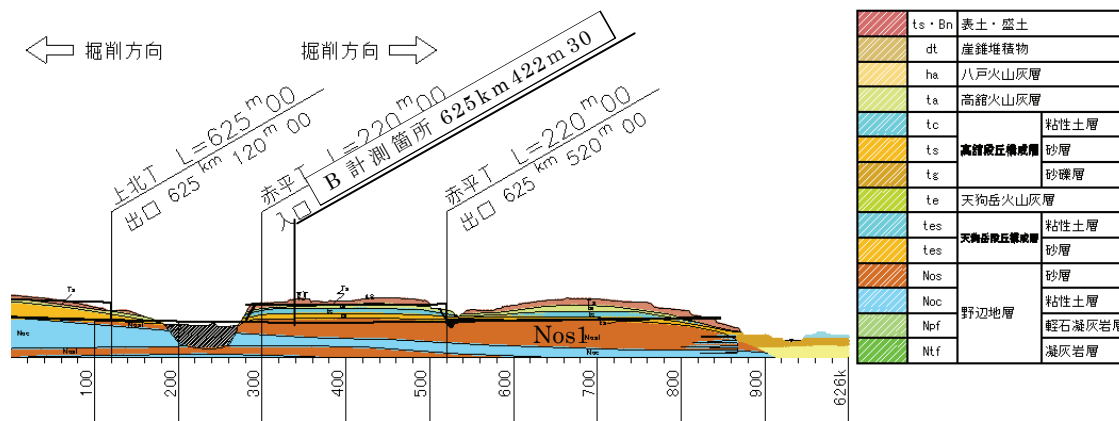


図-4.20 赤平トンネルの地質縦断図

4.3.2 計測計画と計測結果

(1) 計測計画^{11)～13)}

計測は、通常のA計測のほかに625 Km 422 m 30の断面では図-4.21に示すB計測を実施した。

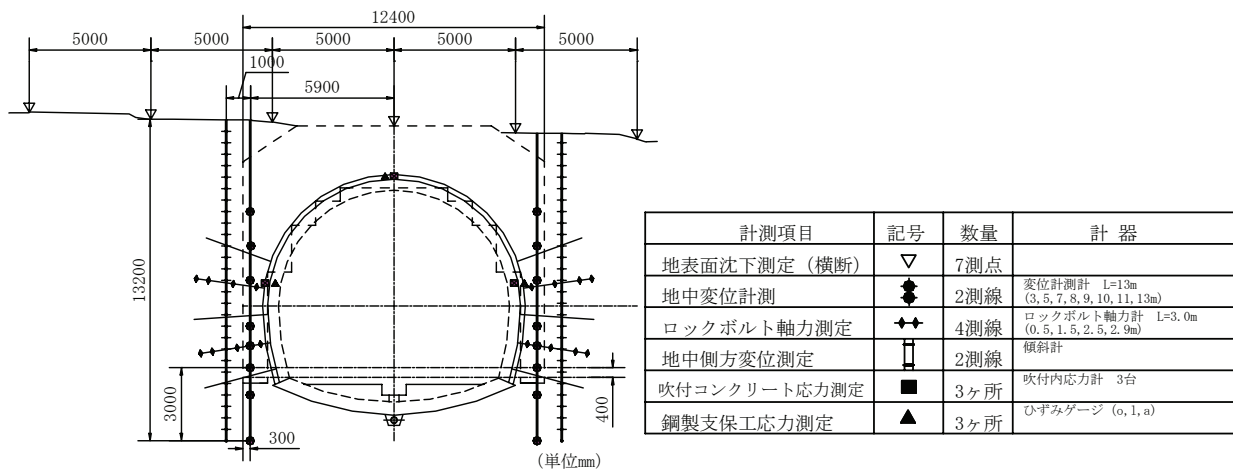


図-4.21 625Km422m30 B計測断面

計測断面の事前地山改良の改良形状と範囲を図-4.22 に示す。保護盛土を行い、浅層混合処理の範囲をトンネル下端部までの上・下半部としたものである。改良強度は全体を 1.0 N/mm^2 としている。支保は、事前地山改良の他に鋼製支保工、吹付けコンクリート、ロックボルトを用いている。

計測断面では 2 次元有限要素法による弾性解析を行った。有限要素法による地山、改良体及び支保部材は、牛鍵トンネルの表-4.2 と同様の要素モデルを適用した。解析領域は、水平方向 $4D$ (D : トンネル掘削幅) 下方向 $1D$ とした。図-4.23 に解析領域および境界条件を示す。

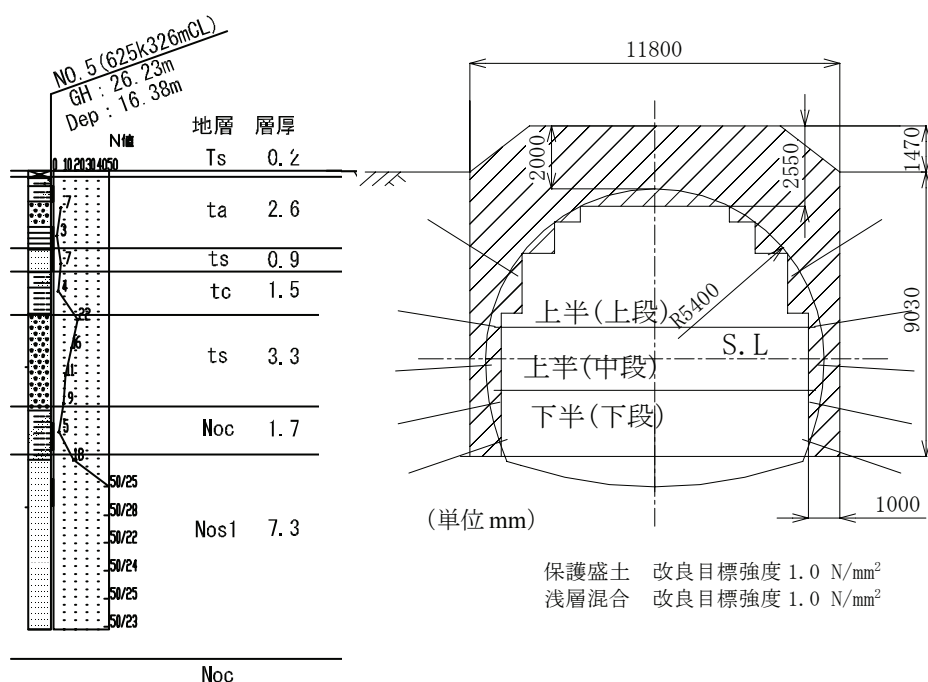


図-4.22 事前地山改良工の形状と地質

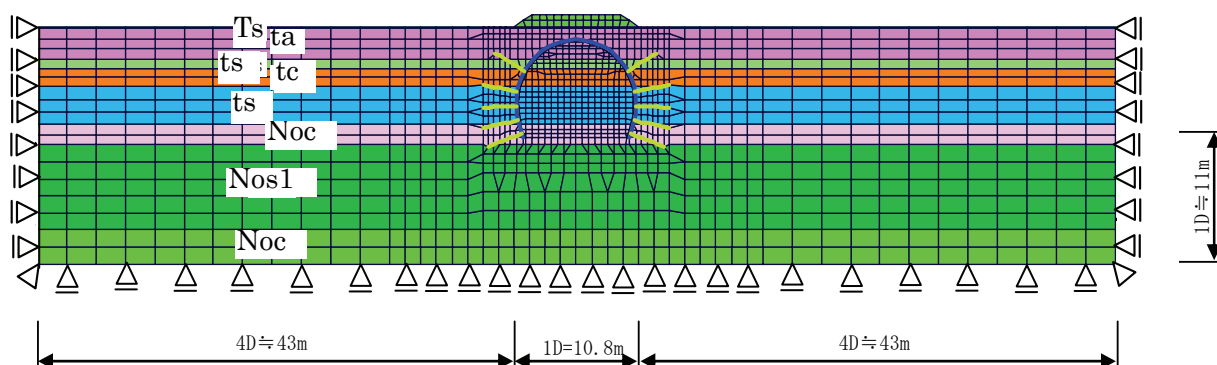


図-4.23 解析領域および境界条件

解析ステップは、実際の施工ステップに合わせ、初期応力解析、浅層混合、保護盛土、上半掘削（上半上段、上半中段）、上半支保（上半掘削完了）、下半掘削（下半下段）、下半支保（下半掘削完了）とした。解析においては、掘削予定面の応力を逐次解放する方法を用い、その時の応力解放率は、鉄道構造物等設計標準・同解説都市部山岳工法トンネル⁹⁾などを参考とし、掘削時の応力解放率を40%、支保完了時に残りの60%を解放することとした。表-4.7に地山入力物性値、表-4.8に支保部材の入力物性値、表-4.9に改良体(浅層処理、保護盛土)の入力物性値を示す。

表-4.7 地山入力物性値

	岩種		単位体積質量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	変形係数 ^{*3} $E(\text{kN/m}^2)$	ポアソン比 ν	粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$
1層目 ^{*2}	Ts	ローム	15	5.0×10^3	0.40	13	—
2層目 ^{*1}	ta	粘性	15	1.25×10^4	0.40	30	—
3層目 ^{*1}	ts	砂質	17	1.75×10^4	0.35	—	31
4層目 ^{*1}	tc	粘性	15	1.0×10^4	0.40	57	—
5層目 ^{*1}	ts	砂質	18	3.0×10^4	0.35	—	31
6層目 ^{*1}	Noc	粘性	17	1.25×10^4	0.40	31	—
7層目 ^{*1}	Nos1	砂質	20	1.25×10^5	0.30	—	38
8層目 ^{*2}	Noc	粘性	17	5.0×10^4	0.35	125	—

注) *1) 文献¹⁴⁾ 追加-No.5 ボーリング結果による提案値を使用

*2) 文献¹⁵⁾ No.8 ボーリング結果による提案値を使用

*3) $E = 2500 \times N$ 値

*4) 初期側圧係数は、ポアソン比より $\nu / (1 - \nu)$

表-4.8 支保部材の入力物性値

項目	仕様	変形係数 $E(\text{kN/m}^2)$	ポアソン比 ν	断面積 $A(\text{m}^2)$	断面係数 $Z(\text{m}^3)$	断面二次 モーメント $I(\text{m}^4)$
吹付け コンクリート	$t = 20 \text{ cm}$	3.4×10^6	0.2	—	—	—
鋼製支保工	H-150	2.1×10^8	0.3	3.965×10^{-3}	2.16×10^{-4}	1.62×10^{-5}
ロックボルト	$\phi 22$ $L = 3 \text{ m}$	2.1×10^8	—	3.801×10^{-4}	—	—

表-4.9 改良体(浅層処理、保護盛土)の物性値

	単位体積質量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	変形係数 $E(\text{kN/m}^2)$	ポアソン比 ν	粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$
改良体 $qu = 1.0 \text{ N/mm}^2$	19	1.0×10^5	0.35	288	30

注) 表-4.3 地山入力物性参照

解析結果の掘削時の変位量を表-4.10に、モール・クーロンの破壊規準による安全率およびせん断ひずみを図-4.24、図-4.25に示す。

内空変位の目安は、NATM設計施工指針⁷⁾の基準値によればトンネル径の1.5%であり、赤

平トンネルでは約 160 mm となる．解析による内空変位は表-4.10 に示すように最大約 10 mm で十分安全な範囲にある．また，この内空変位はトンネル径の 0.2 %未満となっており，塑性領域がほとんど発生しない状態にある．安全率については，掘削壁面（改良体）では 1 以上確保され切羽の安定性は確保されているが，側壁下部の改良体と接している地山では，トンネル外側 2.5 m 部分に 1.0 以下の塑性領域（図-4.24 赤部分）が発生している．せん断ひずみについては，掘削壁面の改良体では下方になるに従い，ひずみは大きくなり 0.1 %～0.4 %の範囲となっている．改良体の変形係数は 1×10^5 kN/m² で，このひずみは桜井が示した限界ひずみと弾性係数の関係¹⁰⁾に従えば，安定領域からやや不安定領域にある．また，側壁下部の改良体と接している地山では，一部 0.5 %のひずみが発生している．この部分の地質は野辺地層粘性土 (Noc) で，変形係数は 1.25×10^4 kN/m² であり，このひずみはやや不安定領域となっている．

表-4.10 解析時の掘削時の変位量

施工段階	地表沈下	天端沈下	内空変位
上半掘削完了	-5.3	-5.7	-2.4
下半掘削完了	-2.9	-3.1	-9.6

単位 mm

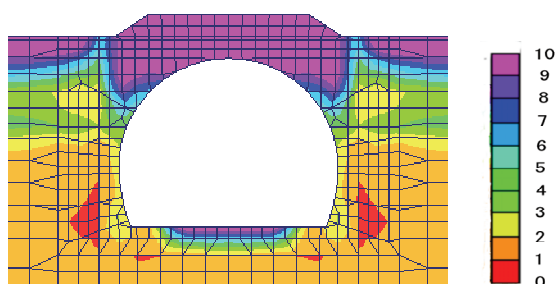
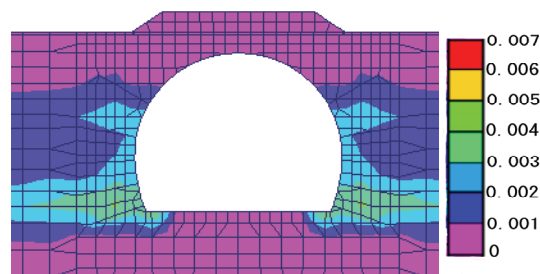
図-4.24 モール・クーロンの破壊規準
による安全率（下半掘削完了）

図-4.25 せん断ひずみ（下半掘削完了）

2) 計測結果^{11)～13)}

計測は，通常の A 計測と B 計測を実施した．計測断面の改良幅は解析時の側壁部の塑性域を考慮し 11.8 m から 12.4 m に変更し施工した．また，掘削の施工は 2 段ベンチカット方式を採用し上半（上段，中段），下半（下段）で施工している．

a) 天端沈下，内空変位測定

沈下量の経時変化を図-4.26 に示す．上半（上・中段）掘削完了時は，天端沈下が約 6 mm に対し，左右脚部の沈下は 2 ～ 3 mm で天端沈下の 40 %程度となっている．内空変位は図-4.27 に示すように +1 ～ +2 mm と僅かな値であるが，拡大傾向を示す．切羽が 30 m 程度離

れた時点から収束する傾向を示すが、変位は小さく続いている。下半（下段）掘削完了時は、天端沈下は 11 mm、左側壁で 7 mm、右側壁で 15 mm の沈下が生じ、一次支保が全体に下がる傾向を示している。全体の沈下量は小さい。内空変位については、上半掘削完了後、内空側への変位に転じ-10 mm の変位となっている。インバート掘削でも同じ傾向を示し、最終沈下量は、図-4.28 に示すように天端 13 mm、左側壁 10 mm、右側壁 20 mm の沈下、内空変位は-15 mm となっている。解析値と比較すると下半掘削完了時では、天端沈下量は解析値約 3 mm に対し実測値 11 mm と大きく、内空変位については-10 mm とほぼ同じとなっている。

側壁下部までの上・下半部を改良した場合、上半掘削完了時における沈下は、鉛直荷重は掘削面より下の改良体により支持され、脚部沈下、内空変位が抑制されているものと考えられる。下半掘削時における沈下は、鉛直荷重は改良体側部の摩擦抵抗力和脚部で支持された状態で、全体的に沈下しているものと考えられる。なお、トンネル右側断面には大きく褶曲の縞を描くシルト質の高館段丘構成層砂質土(ts)が切羽観察で確認されており、右側脚部の沈下が大きくなったものと想定される。

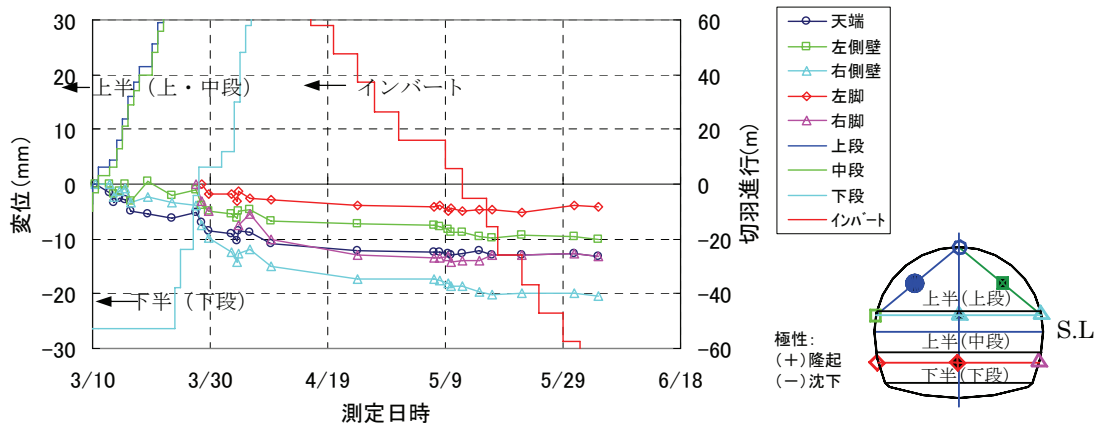


図-4.26 天端沈下経時変化図

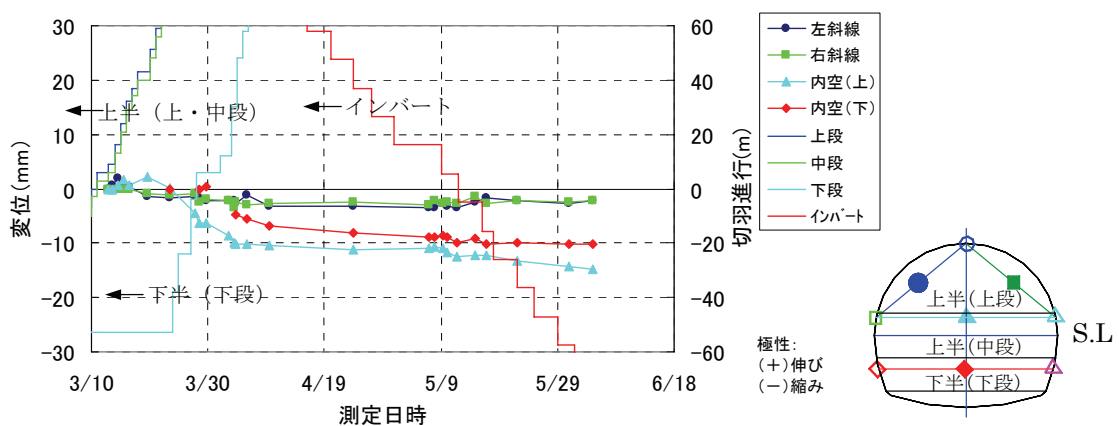


図-4.27 内空変位経時変化図

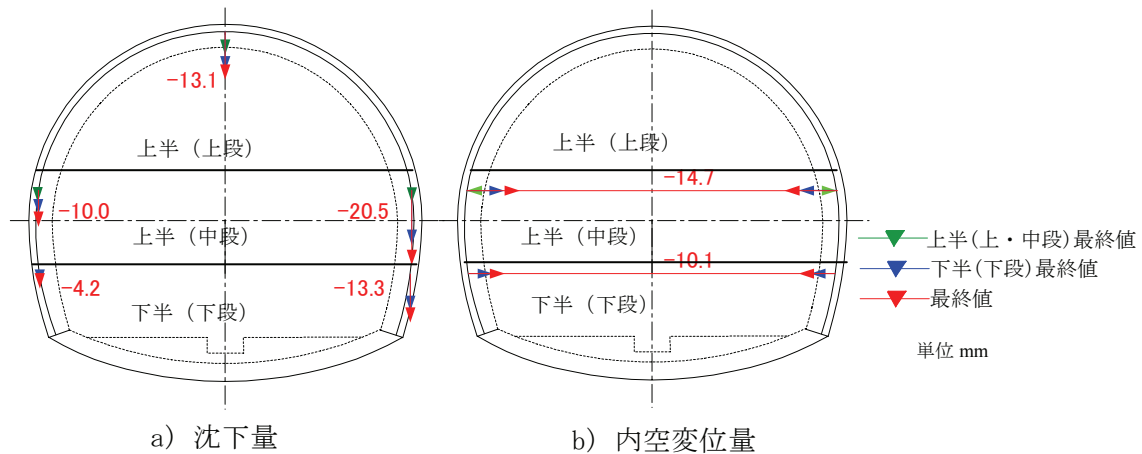


図-4.28 最終変位量

b) 地表面沈下測定

図-4.29, 図-4.30 は地表面沈下の横断面の分布と経時変化を示したものである。上半 (上・中段) 掘削完了時の横断面の沈下量の変化は、トンネルセンター(C・L)、トンネルセンターから左側 5 m (L5)、右側 5 m (R5) の改良体上部は、約 4 mm の同程度の沈下量であり、トンネルセンターから左右 10 m 以上離れた地点では沈下量は小さく掘削の影響は少ない。また、トンネルの掘削進行による沈下の影響は、図-4.30 に示すように、切羽が 20 m 程度近づいた時点から生じ、30 m 程度離れた時点から収束する傾向を示している。

下半 (下段) 掘削完了時の横断面の沈下量の変化は、トンネルセンター (C・L) と左側 5 m (L5) で 10 mm~11 mm の沈下量となるが、右側 5 m (R5) の沈下量が 15 mm で上半時と比べて掘削時の影響が大きくなっている。インバート掘削後の最終沈下量は左側 5 m (R5)、トンネルセンター (C・L) は 13 mm~14 mm であるが、右側 5 m (R5) の沈下量は 20 mm と大きくなっている。また、トンネル掘削進行による沈下の影響は、上半 (上・中段) 掘削時と傾向は同じで、約 20 m 手前より生じ、30 m 程度離れた時点で収束する傾向を示す。なお、右側 5 m (R5) の沈下量が大きいの、シルト質の高館段丘構成層砂質土(ts)層の影響が現れているものと考えられる。

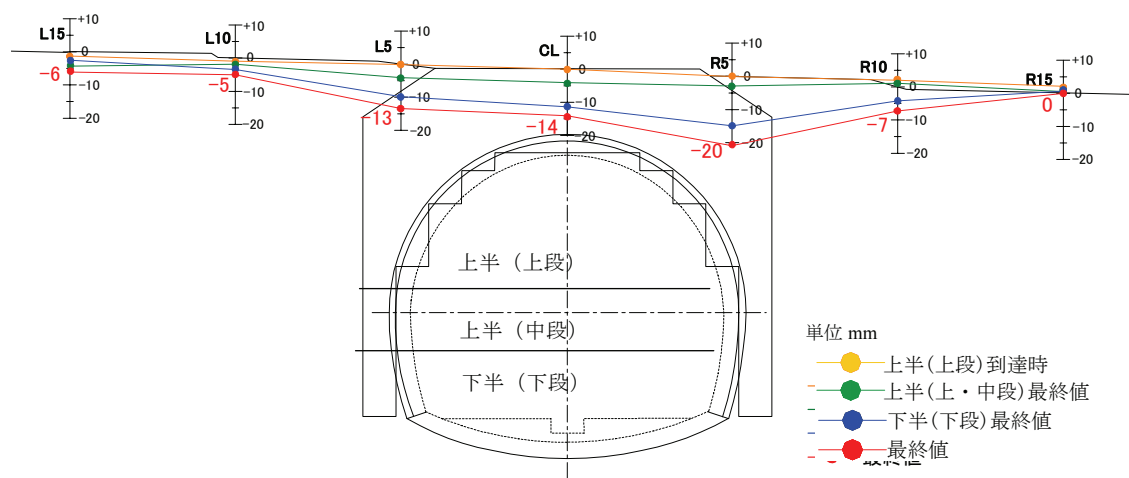


図-4.29 地表面沈下の横断面の分布

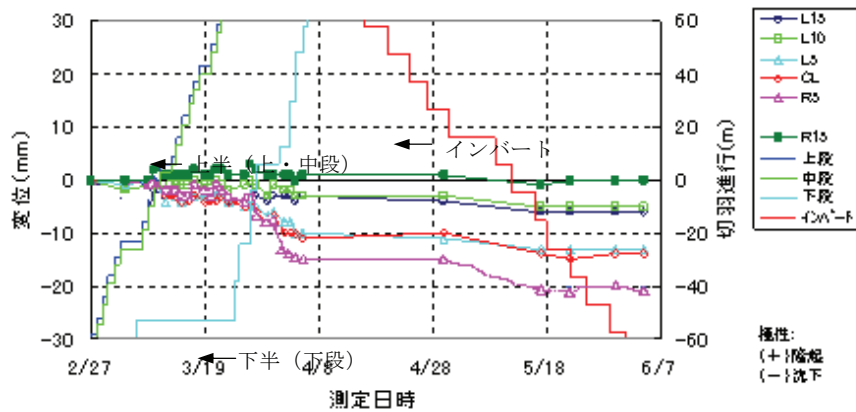


図-4.30 地表面沈下経時変化

上半（上・中段）掘削完了時の沈下が小さく、下半（下段）掘削完了時に同等以上の沈下が発生する傾向は、坑内変位の沈下と同じ傾向であり、これは、改良体を下半まで伸ばした効果が出ているもの想定される。また、改良区間内の上部にあたる L5~CL~R5 が同程度の沈下であることから、改良体が一体となって沈下している傾向が確認できる。このことより、上半掘削時には、改良体の荷重は下半部の改良体で支持されることより、沈下が大きく抑制され、最終的な総沈下量を小さく抑える効果があるものと考えられる。

c) 改良体内の地中鉛直変位

図-4.31, 図-4.32 に改良体内の区間ひずみ（各測点間の変位差／区間長）の経時変化, 図-4.33 に区間ひずみの分布図を示す。

上半（上・中段）掘削完了時の区間ひずみの変化は、上半中段面から上方の区間（図中 3 m から 9 m の範囲）では、改良体内の変位差は約 -0.1% ~ 0.1% （変位差約 2 mm）と小さく、掘削により改良体全体が同じ動きをしている。

下半（下段）掘削時の区間ひずみの変化は、上半中段面から下方の区間（図中 9 m を超えた範囲）の改良体内部については、上半（上・中段）掘削時と同じで変化差は小さい。しかしながら、改良体支持地盤周辺（図-4.31, 図-4.32 の 10 m を超えた範囲）の区間ひずみは、左脚部（E1）では 0.2% （変位差 4 mm）、右脚部（E2）では 0.6% （変位差 6 mm）と大きくなっている。このようにひずみが大きくなるのは、改良体脚部の支持地盤の影響と考えられる。なお、右脚部の区間ひずみが大きいのは、地質の影響（右側断面には大きく褶曲の縞を描くシルト質の ts 層が分布）も現れているものと考えられる。

区間ひずみの値は、東北幹、第1東北T外詳細設計他¹⁴⁾に示される追加-No.5 ボーリング結果に示される地山物性値をもとに、桜井が示した限界ひずみと弾性係数の関係¹⁰⁾に従えば、下半掘削時の右脚部の野辺地層粘性土（Noc）のひずみが“やや不安定領域”に入るが、それ以外はほぼ安定した状態と考えられる。これらのことより、上半掘削時は、改良体荷重は下半部改良体で支持されることにより、上半部掘削時の変位が抑制されているものと考えられる。また、区間ひずみの発生状況から沈下は改良体全体が一体として挙動し生じていることがわかる。

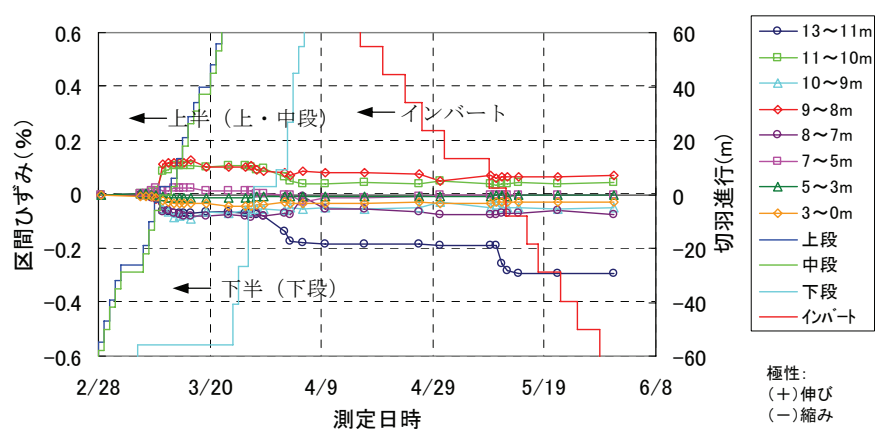


図-4.31 左測線 E1 鉛直区間ひずみ経時変化

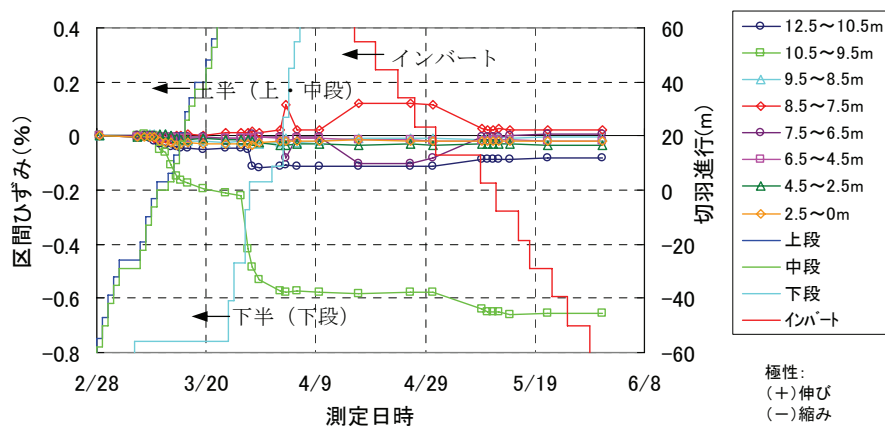


図-4.32 右測線 E2 鉛直区間ひずみ経時変化

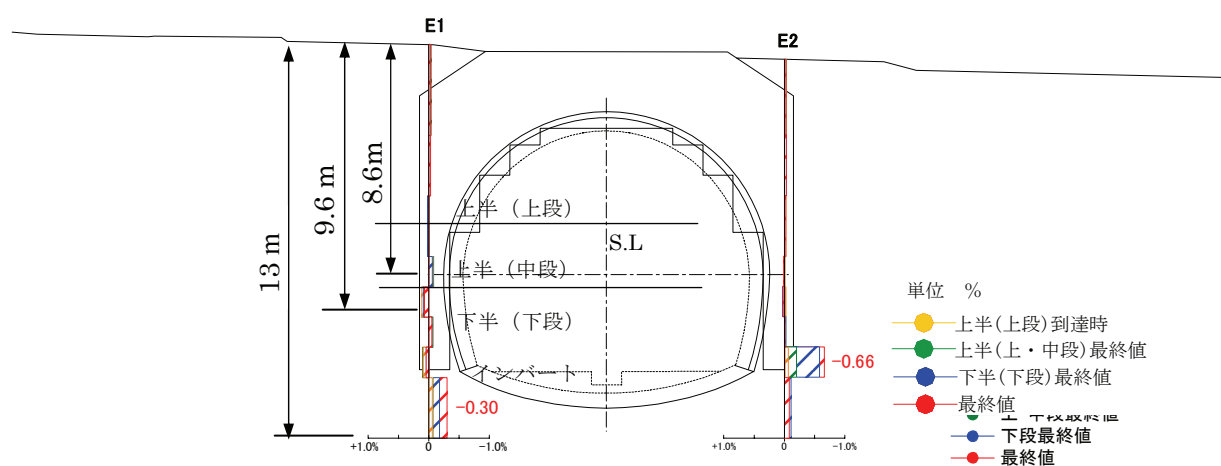


図-4.33 鉛直区間ひずみ分布図

図-4.34、図-4.35 は、各掘削段階の地表面沈下をもとに算定した地中鉛直変位の経時変化と分布を示したものである。上半（上・中段）掘削時の沈下量は小さく、下半（下段）掘削時に大きな沈下が生じている。これは図-4.35 に示すように改良体支持地盤（未改良部）周辺の沈下によるものである。また、改良体内部の沈下はほとんど発生しておらず、改良体は同じ挙動をしていることがわかる。

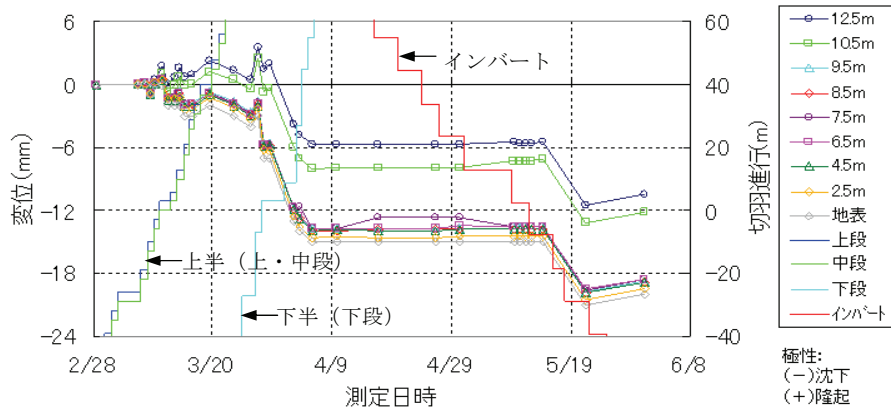


図-4.34 地中鉛直変位の経時変化（地表面沈下を考慮した相対変位）

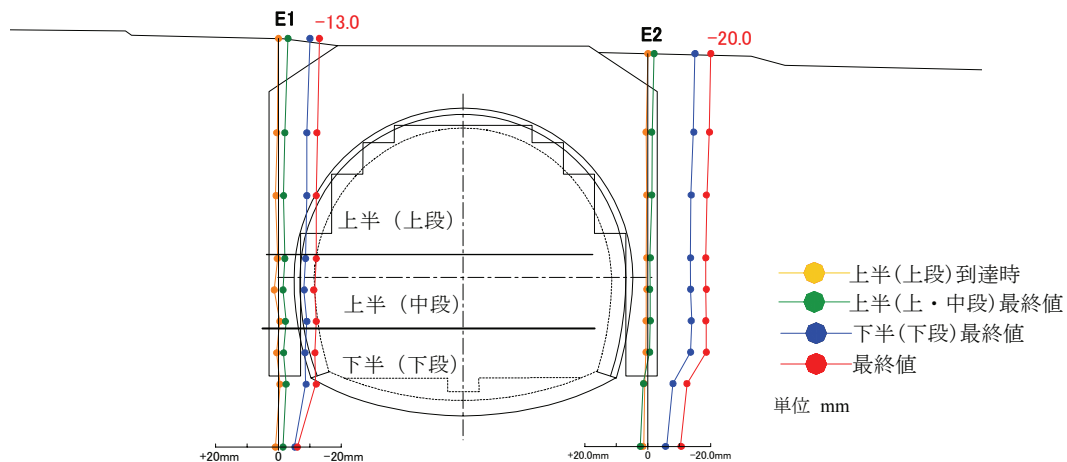


図-4.35 地中鉛直変位の分布（地表面沈下を考慮した相対変位）

d) 地中水平変位（改良体外：地山内）

図-4.36、図-4.37 に地中水平変位の経時変化、図-4.38 に地中水平変位の分布を示す。上半（上・中段）掘削時は、S.L から上半上部（最大 0.5 mm）でやや広がる傾向が見られるが、全体的にほとんど水平変位は発生していない。下半（下段）掘削により下半側壁～底盤でトンネル内空側に水平変位が発生し、特に、底盤上部（改良体下端部左側 K1：9.5～11.5 m，右側 K2：8.0～10.0 m）におけるトンネル内空側への変位は、図-4.38 に示すように左側（K1）が最終 0.9 mm，右側（K2）が最終 1.6 mm となっている。この位置は、坑内変位や地中鉛直変位計測で沈下の大きい脚部と一致しており、沈下とともに、トンネル内空側への水平変位も発生していることがわかる。また、S.L 付近の水平変位は小さく改良体により拘束されていることがわかる。

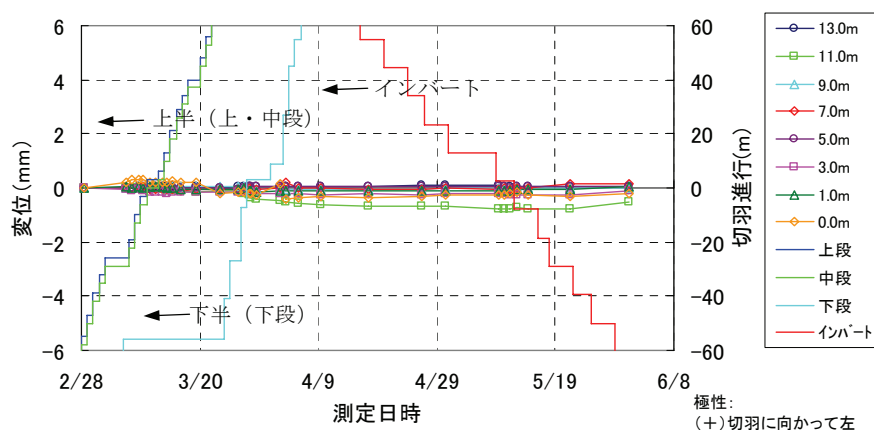


図-4.36 地中水平変位左測線 K1 経時変化

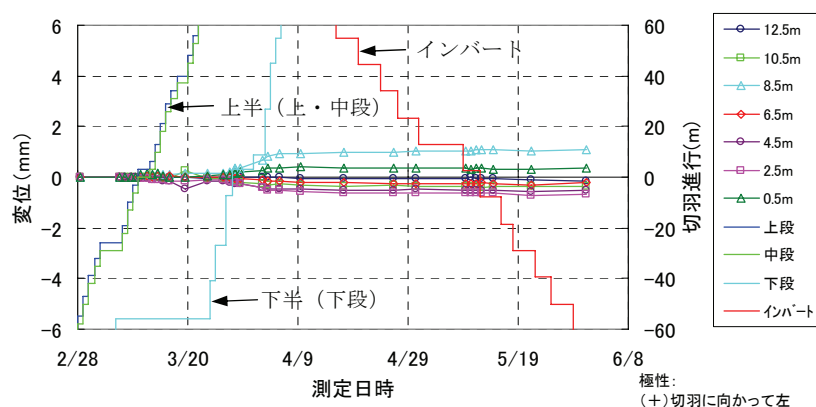


図-4.37 地中水平変位右測線 K2 経時変化

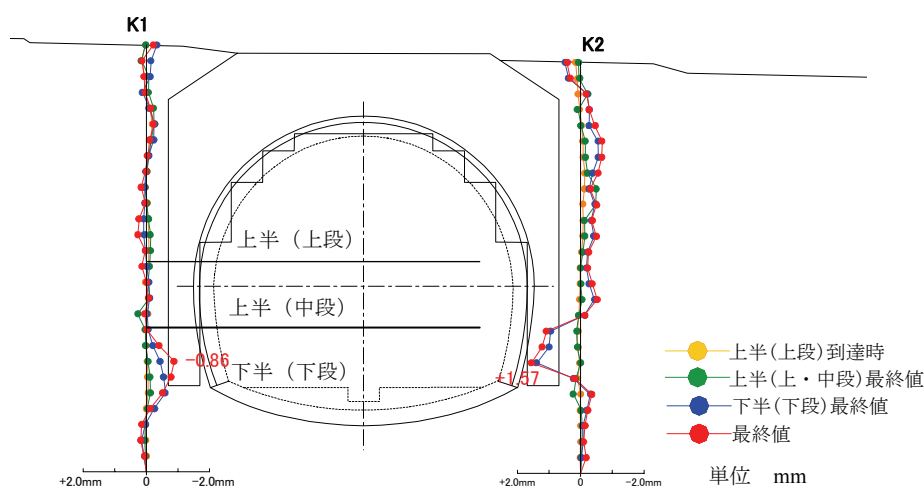


図-4.38 地中水平変位分布

e) 吹付けコンクリート応力

図-4.39 は、吹付けコンクリート応力の経時変化と分布を示したものである。上半（上・中段）掘削完了後の吹付けコンクリートの発生応力は小さく，下半（下段）掘削完了後に増加し，インバート掘削後まで増加は継続する。最大応力の発生部位は天端部で約 2.0 N/mm^2 の応力と

なっている。吹付けコンクリートの許容値 15 N/mm^2 の約 15 %以下となっている。側壁部の応力は天端部に比べて小さくなっている。

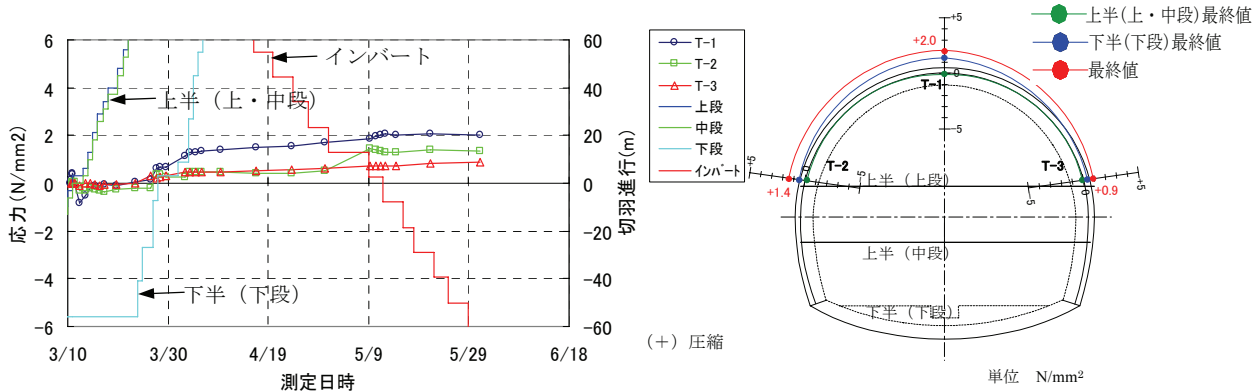


図-4.39 吹付けコンクリート応力経時変化と分布図

f) 鋼製支保工応力

図-4.40 は、鋼製支保工軸力の経時変化と分布を示したものである。上半 (上・中段) 掘削完了後天端部に引張軸力が発生し、その後下半 (下段) 掘削により全測点ともに圧縮軸力となり、最大 111 kN となっている。この経時変化は、図-4.27 に示した坑内変位の施工時の挙動 (上半掘削時は内空が拡大、下半掘削時で縮小) と一致している。また、その分布は、吹付けコンクリート応力同様比較的右側が小さいものの、ほぼ様な分布を示している。

図-4.41 は鋼製支保工曲げモーメントの経時変化と分布を示したものである。曲げモーメント値は最大約 $3 \text{ kN}\cdot\text{m}$ と小さいが天端部では内空側へ凸、両側壁部では外側へ凸の分布となっている。

図-4.42, 図-4.43 は、鋼製支保工の応力の経時変化と分布を示したものである。外縁の応力は、上半 (上・中段) 掘削完了後ほぼ一様の小さな圧縮応力で増加する。下半 (下段) 掘削後も応力の増加は続くが、各測点の応力値に違いが生じている。この応力値の違いは、下半掘削後天端部大きくなる内空側へ凸の曲げモーメントの影響である。最大圧縮応力は天端部で約 33 N/mm^2 となっている。一方、内縁の最大圧縮応力は、側壁部で発生し、約 29 N/mm^2 となっている。鋼材の許容値 245 N/mm^2 からみれば約 15 %程度の発生応力となっている。

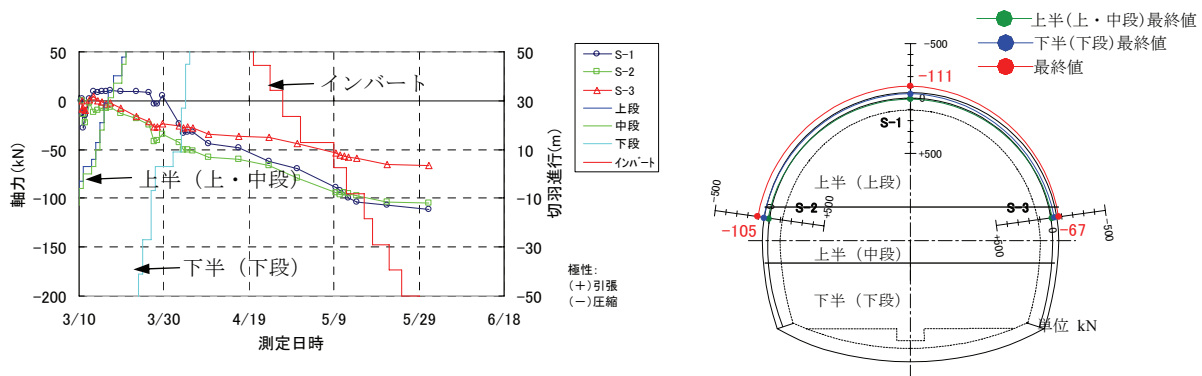
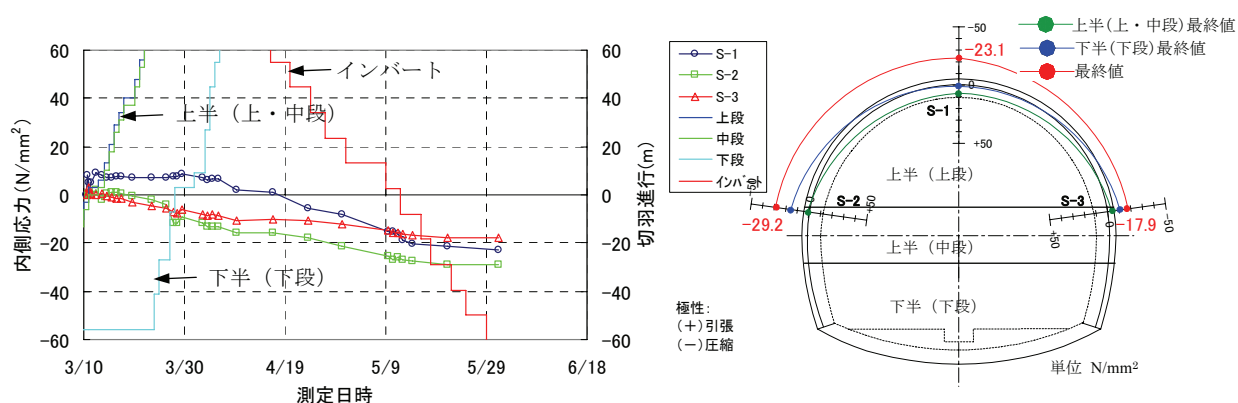
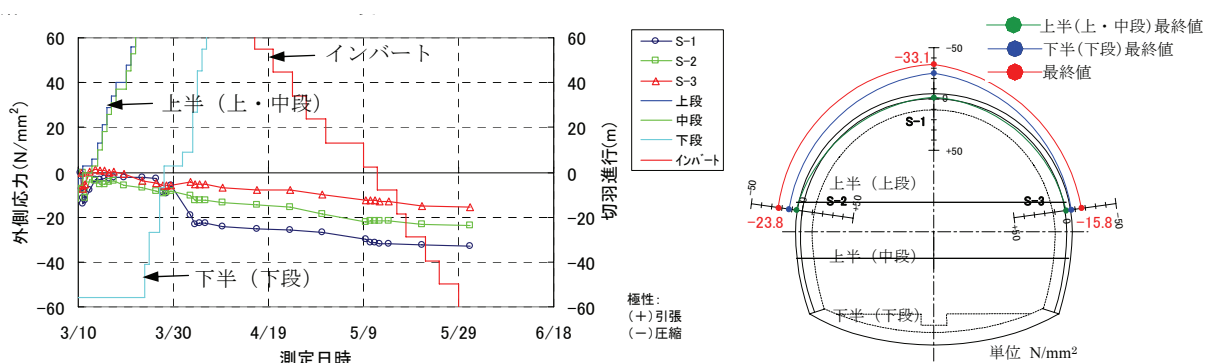
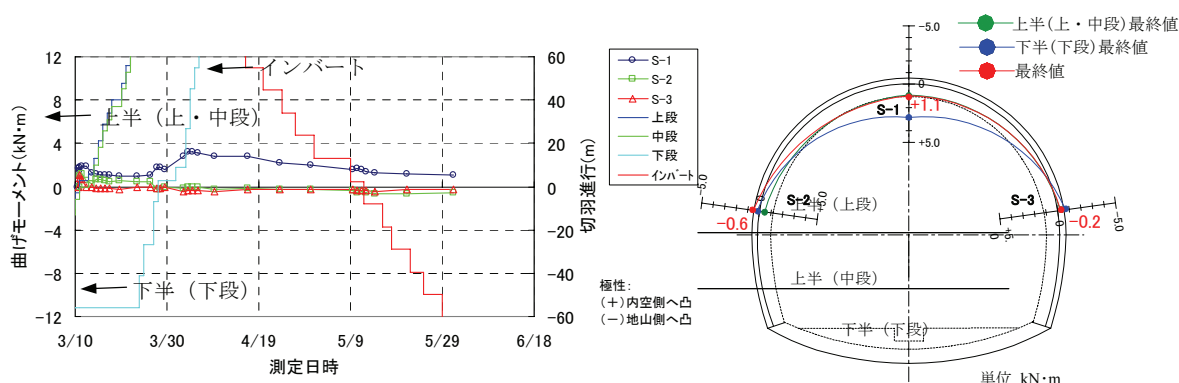


図-4.40 鋼製支保工軸力の経時変化と分布図



g) ロックボルト軸力

図-4.44 はロックボルト軸力の経時変化と分布を示したものである。上半（上・中段）掘削によるロックボルト発生軸力は、4.1 kN と小さい。下半（下段）掘削後、右側壁、左右脚部での壁面より 1.5 m の位置で最大 10.2 kN の軸力が発生し、その後収束傾向を示している。この軸力発生位置は、側壁改良区間と地山との境と一致し、発生軸力は小さいが側壁未改良区間地山内のロックボルトの効果が考えられる。

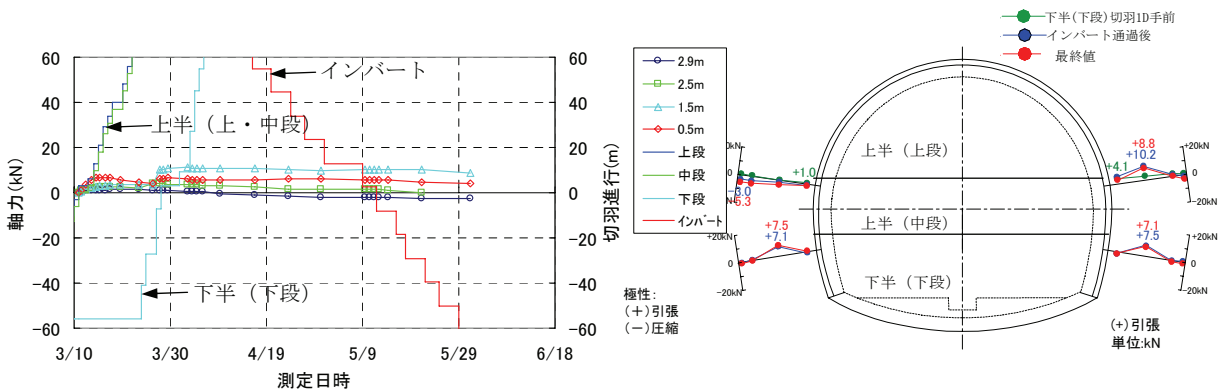


図-4.44 ロックボルト軸力経時変化と分布図

4.4 上北トンネルにおける事前地山改良

4.4.1 地質状況

上北トンネルは地上が農耕地に利用されている。トンネルの土被りは0～6 m程度である。地質は、新第三紀鮮新世後期から第四紀更新世中期の「野辺地層」の上位地盤をトンネル基盤としている。野辺地層は、未固結～半固結状の粘性土と、中位～密実な締まりの砂質土に区別される。その上部には第四紀更新世後期の段丘堆積物（粘性土，砂質土），さらに，十和田および八甲田火山群の噴出物（降下火山灰（ローム））が載っている。

上北トンネルの地質縦断を図-4.45 に示す。トンネルの地質は，上部に砂質土・下部にシルト層が分布しており，地下水がシルト層で滞水し，脚部の泥濘化，天端の不安定化を生じやすい。

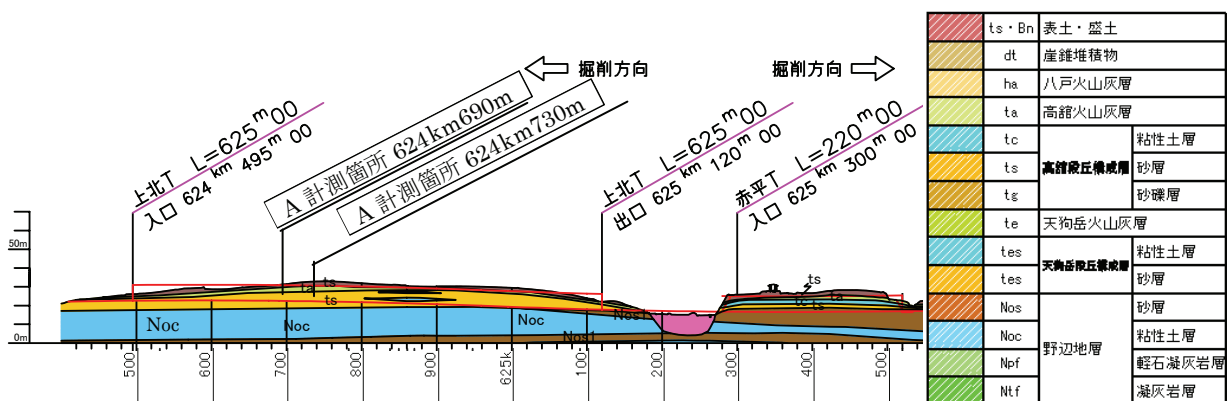


図-4.45 上北トンネルの地質縦断図

4.4.2 計測計画と計測結果

(1) 計測計画^{11)～13)}

ここでは、A計測を実施した。事前地山改良の形状と範囲を図-4.46に示す。保護盛土を行い、浅層混合処理の範囲をトンネル上・下半部としたものである。天端部は保護盛土とし改良強度 1.0 N/mm^2 とし、側壁部の浅層混合処理の改良強度は 0.5 N/mm^2 とした。

2次元有限要素法による弾性解析を行った。解析における地山、改良体及び支保部材は、表-4.2に示した要素モデルを適用した。解析領域は、水平方向 $4D$ (D : トンネル掘削幅)、下方向 $1D$ とした。図-4.47に解析領域と境界条件を示す。トンネル周辺部の詳細図を図-4.48に示す。解析ステップは、図-4.49に示す実際の施工ステップに合わせ、表-4.11に示す11ステップとした。解析においては、掘削予定面の応力を逐次解放する方法を用い、その時の応力解放率は、鉄道構造物等設計標準・同解説都市部山岳工法トンネル⁹⁾などを参考とし、掘削時の応力解放率を40%、支保完了時に残りの60%を解放することとした。表-4.12に地山入力物性値、表-4.13に支保部材の入力物性値、表-4.14に改良体の入力物性値を示す。

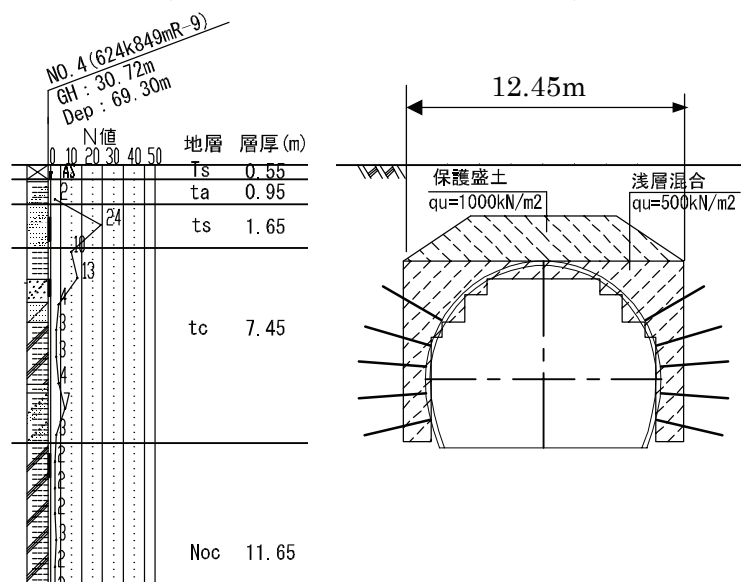


図-4.46 事前地山改良の形状と地質

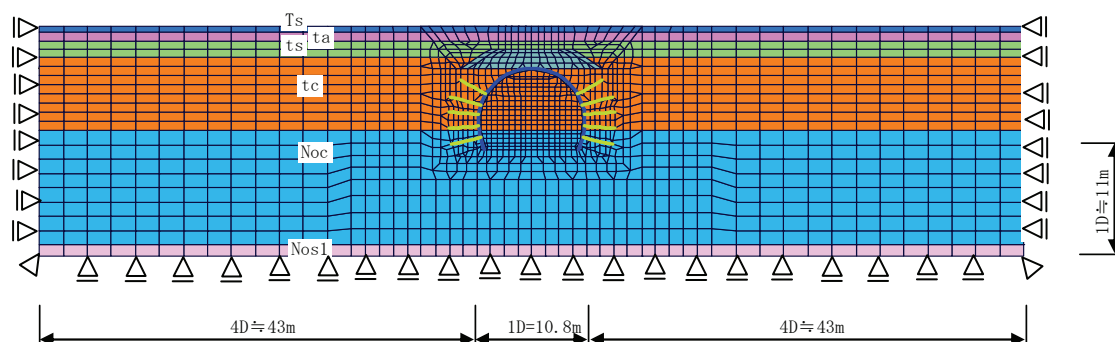


図-4.47 全体モデル

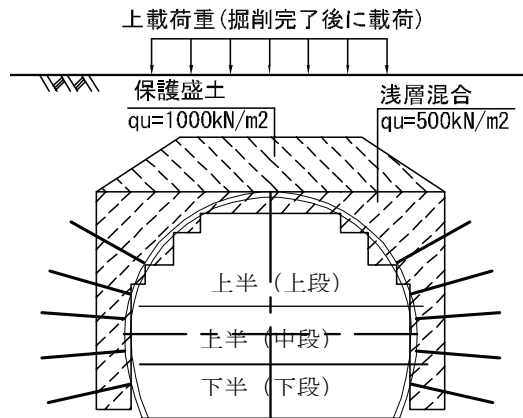


図-4.48 施工ステップ

表-4.11 解析ステップ

解析ステップ	施工ステップ
ステップ1	自重解析
ステップ2	地表掘削
ステップ3	浅層混合
ステップ4	保護盛土
ステップ5	上半（上段）掘削（解放率40%）
ステップ6	上半（上段）支保（解放率残り60%）
ステップ7	上半（中段）掘削（解放率40%）
ステップ8	上半（中段）支保（解放率残り60%）
ステップ9	下半（下段）掘削（解放率40%）
ステップ10	下半（下段）支保（解放率60%）
ステップ11	上載荷重載荷

表-4.12 地山の物性値

	岩種		単位体積質量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	変形係数 $E(\text{kN/m}^2)$	ポアソン比 ν	粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$
1層目*1	Ts	ローム	14	5.0×10^3	0.40	48	—
2層目*1	ta	粘性	14	5.0×10^3	0.40	101	—
3層目*1	ts	砂質	17	6.0×10^4	0.35	—	39
4層目*1	tc	粘性	15	1.5×10^4	0.40	114	—
5層目*1	Noc	粘性	14	1.0×10^4	0.40	110	—
6層目*1	Nosl	砂質	17	2.5×10^4	0.35	—	30

注 *1) 文献¹³⁾ 追加-No.4 ボーリング結果による提案値を使用*2) $E = 2500 \times N$ 値としている*3) 初期側圧係数は、ポアソン比より $\nu / (1 - \nu)$

表-4.13 支保部材の物性値

項目	規格	変形係数 $E(\text{kN/m}^2)$	ポアソン比 ν	断面積 $A(\text{m}^2)$	断面係数 $Z(\text{m}^3)$	断面二次 モーメント $I(\text{m}^4)$
吹付け コンクリート	厚さ 20 cm	3.4×10^6	0.2	—	—	—
鋼製支保工	H - 150	2.1×10^8	0.3	3.965×10^{-3}	2.16×10^{-4}	1.62×10^{-5}
ロックボルト	$\phi 22$ L = 3 m	2.1×10^8	—	3.801×10^{-4}	—	—

表-4.14 改良体の物性値

	単位体積質量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
改良体(保護盛土) $q_u = 1000$ kN/m ²	19	1×10^5	0.35	288	30
改良体(浅層処理) $q_u = 500$ kN/m ²	19	5×10^4	0.35	144	30

注) 表-4.2 地山要素入力物性参照

解析結果の掘削時の変位量を表-4.15 に、モール・クーロンの破壊規準による安全率およびせん断ひずみを図-4.49、図-4.50 に示す。

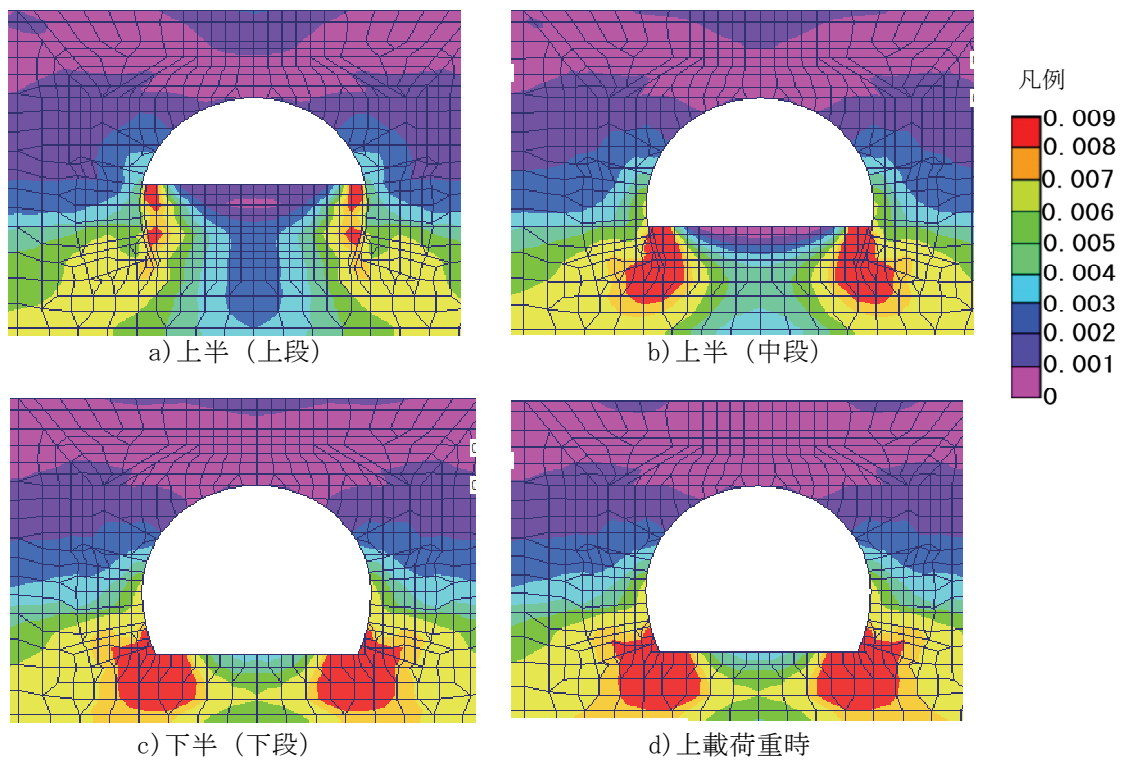
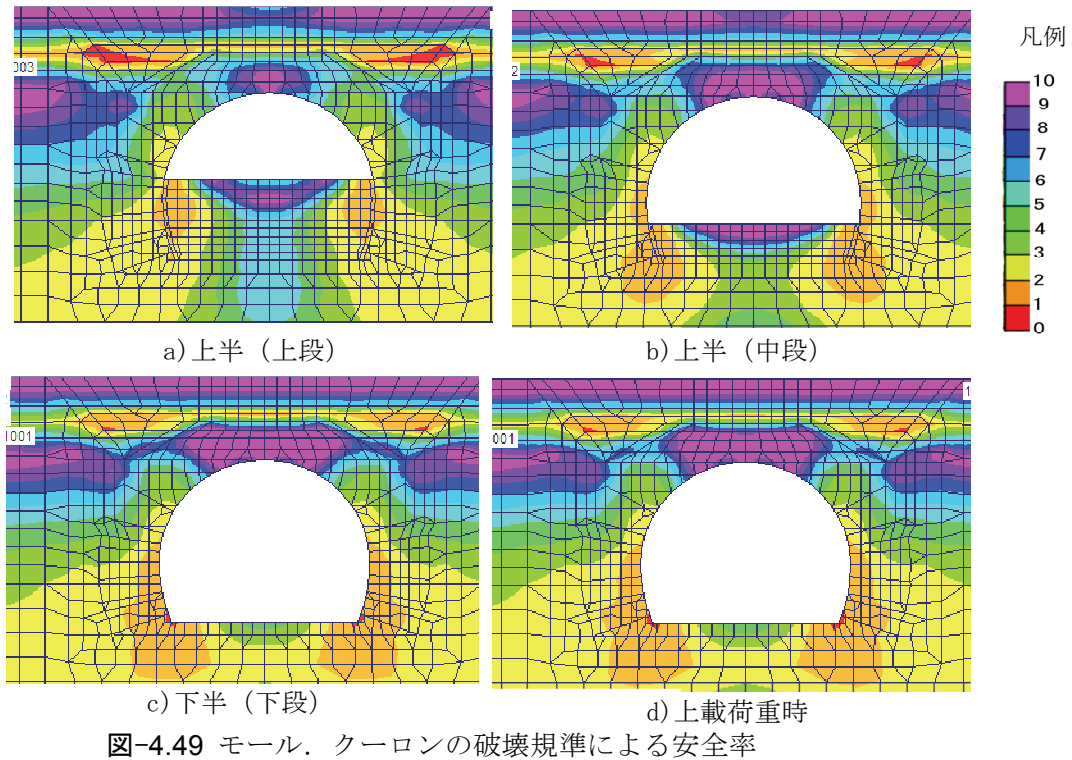
天端沈下量は掘削の施工ステップでの変化は小さく、最大沈下量は約 16 mm となっている。また、内空変位量は上半（上段）掘削完了時は地山側に変位し、それ以降は内空側へ変位している。最大変位量は下半（下段）掘削完了時で約 20 mm となっている。内空変位量の目安は、NATM 設計施工指針⁷⁾の基準値によればトンネル径の 1.5 %であり、上北トンネルでは約 160 mm となる。解析による最大変位は内空変位で最大約 20 mm であり十分安全な範囲にある。また、この内空変位はトンネル径の 0.2 %未満となっており、塑性領域がほとんど発生しない状態にあるといえる。

表-4.15 解析時の掘削時の変位量 単位 mm

変 位	ステップ 6 上半（上段）	ステップ 8 上半（中段）	ステップ 10 下半（下段）	ステップ 12 上載荷重
地表面沈下量	-13.4	-14.1	-11.7	-18.4
天端沈下量	-15.8	-15.7	-12.6	-18.0
内空変位量	2.7	-9.9	-20.2	-17.2

安全率については、上半（上段）掘削完了時では掘削壁面の改良体の安全率は 2 以上で、側壁部下端では 2 以下となる。上半（中段）および下半（下段）掘削完了時では掘削壁面の改良体および改良体脚部では 1～2 の範囲におさまっている。安全率は 1 以上であり切羽の安定性は確保できていると考えられる。

せん断ひずみについては、上半（上段）掘削完了時では掘削壁面の改良体のせん断ひずみは 0.3 %以下である。このひずみは桜井が示した限界ひずみと弾性係数の関係¹⁰⁾に従えば、改良体の変形係数は 5×10^4 kN/m² であり、やや不安定の領域である。側壁部下端の地山では、0.8 %とひずみが大きい。このひずみは高館段丘構成層粘性土 (tc) の変形係数は 1.5×10^4 kN/m² であり、不安定領域の範囲となっている。上半（中段）および下半（下段）掘削完了時では掘削壁面の改良体の側壁下半部では 0.7 %以下で、このひずみは不安定領域の範囲となっている。さらに、側壁部下端部の改良体および改良体脚部の地山のひずみは 0.8 %以上の大きな値となっている。このひずみは、不安定の領域となっている。



(2) 計測結果

図-4.51 は土被り約 3 m，図-4.52 は解析値と同程度の土被り約 6 m の A 計測による坑内変位を示したものである．天端沈下量は，土被り約 3 m では約 10 mm，土被り約 6 m で約 20 mm となっている．土被り約 6 m の解析による沈下量は約 16 mm で実測値に近い値となっている．

土被り約 2 m と 6 m での沈下量の傾向は、土被りが大きくなると沈下量も大きくなる。沈下量の経時変化については、いずれの実測値でも上半掘削完了時の沈下はほとんどなく下半掘削完了時に生じており、解析結果の経時変化と同じ挙動を確認できた。内空変位量については下半(下段)掘削完了時で、実測値は 3 mm で解析値が約 20 mm と解析値が大きい結果となった。内空変位の経時変化については、実測値は上半掘削完了時から拡大方向になり下半掘削により縮小に転じている。解析値の傾向と一致している。

側壁下端まで事前地山改良した場合の沈下の挙動は、解析および実測の結果から、上半掘削時に沈下量は小さく、とも下がり現象は見られない。下半掘削完了時では、天端沈下量と脚部沈下量が同じ沈下量で、全体が沈下するととも下がり現象がみられる。これは、改良体脚部の地山の沈下に起因しているものと考えられる。

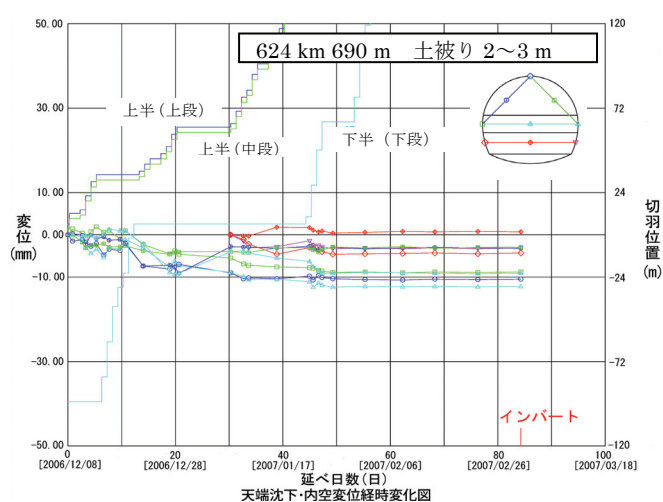


図-4.51 天端沈下・内空変位経時変化図¹⁶⁾

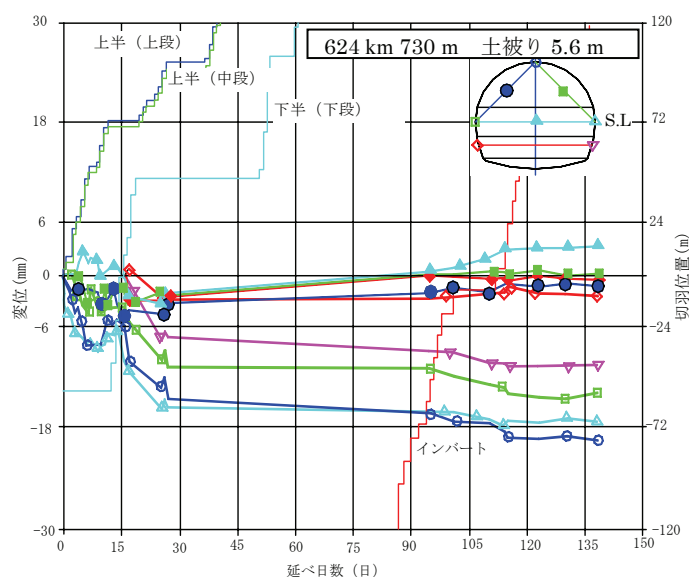
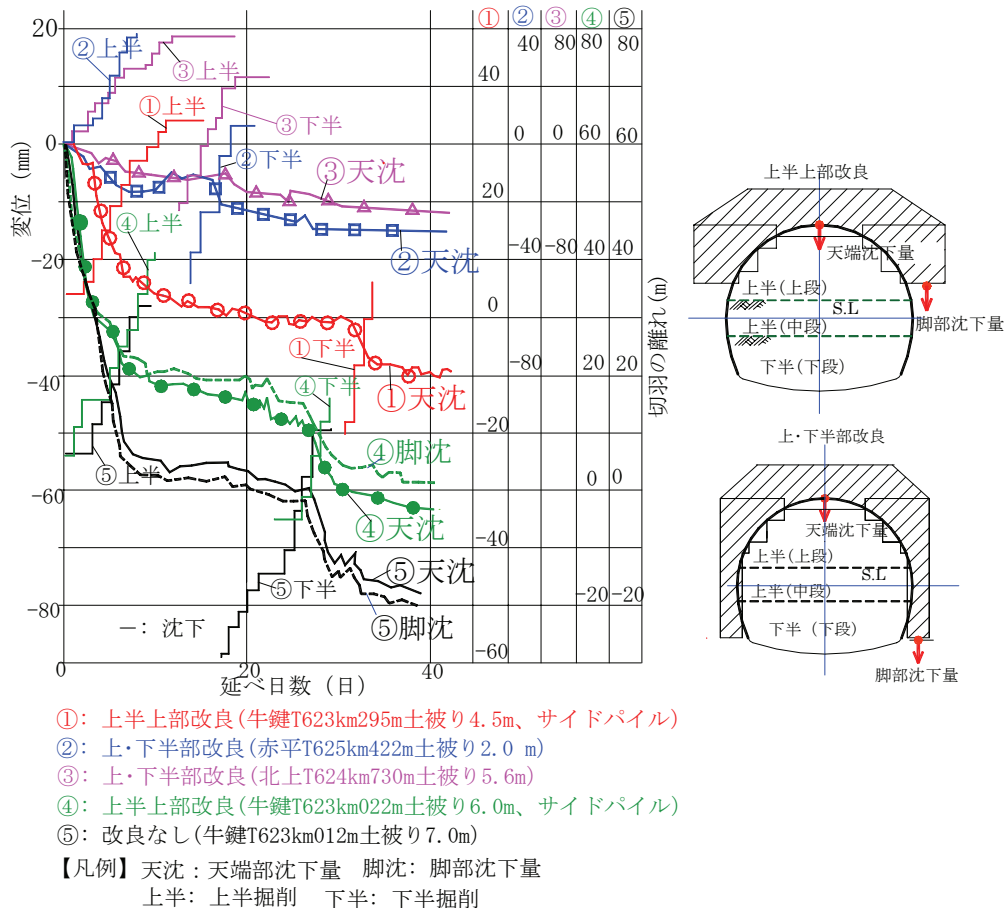


図-4.52 天端沈下・内空変位経時変化図¹⁶⁾

4.5 事前地山改良したトンネルの掘削時の変位の挙動

(1) 天端沈下, 脚部沈下, 内空変位

上半上部改良の牛鍵トンネル, 上・下半部改良の赤平トンネルと上北トンネルの施工時の天端沈下量と脚部沈下量の経時変化を図-4.53 に示した. 上半上部改良と上・下半部改良の改良範囲の違いによる変位の挙動は明らかに違いが見られる. 上半掘削時では, 上・下半部改良形状では沈下量は小さく, 上半上部改良形状では沈下量は大きく掘削の影響を大きく受けている. つぎに, 下半掘削時では, 両者とも掘削の影響を受け沈下はあるが, 上・下半部改良形状では, 沈下量は小さいが, 上半上部改良形状では沈下量が大きく上半同様掘削の影響を大きく受けている. 特に上半上部改良形状では, 天端沈下量と脚部沈下量については上半および下半掘削時ともに同量の沈下を示している. また, 改良なしと上半上部改良した場合では, 地山改良により沈下が抑制されていることが確認できる.

図-4.53 トンネル天端・脚部沈下量経時変化^{1), 11), 16)}

つぎに、土被りが同程度の場合の地山改良形状の違いによる天端沈下、脚部沈下、内空変位について、上半上部改良と上・下半部改良を合わせて図-4.54 に示す。上半掘削時には、上・下半部改良形状の沈下量は小さく、上半上部改良では沈下量が大きくなっている。下半掘削時には、上半上部改良形状の沈下量が大きくなっている。いずれの形状でも下半掘削時には脚部の沈下は天端沈下と同程度となっており、全体的に沈下するというとも下がり現象が確認できる。また、内空変位については、上・下半部改良形状では、上半掘削の場合は拡大方向となり、下半掘削により縮小に転じている。一方、上半上部改良形状では、下半掘削でも拡大のままとなっている。

沈下量についてみると、上・下半部改良した場合は小さく、これは、上半掘削時に改良体に作用する荷重を下半部の改良体でも支持することで脚部沈下が抑制され、そのため、結果的に天端沈下も小さくなると考えられる。さらに、下半掘削時には側壁部の水平方向作用力が増加するため内空変位が縮小し、鉛直方向荷重は改良体下端の未改良部で支持されるため全体的に沈下すると考えられる。一方、上半上部のみ改良した場合には、上半掘削時に脚部に作用する荷重が未改良部に作用するため脚部沈下が大きく、天端沈下も大きくなるものと考えられる。また、下半掘削時には、上半掘削時の支持状態(内空変位は拡大、鉛直荷重支持は地山)のまま、下半掘削による沈下の影響を受け上半部が全体的に沈下しているものと考えられる。

地山改良体の支持機構としては、門型改良体に上載荷重が作用した状態に近いと想定される。

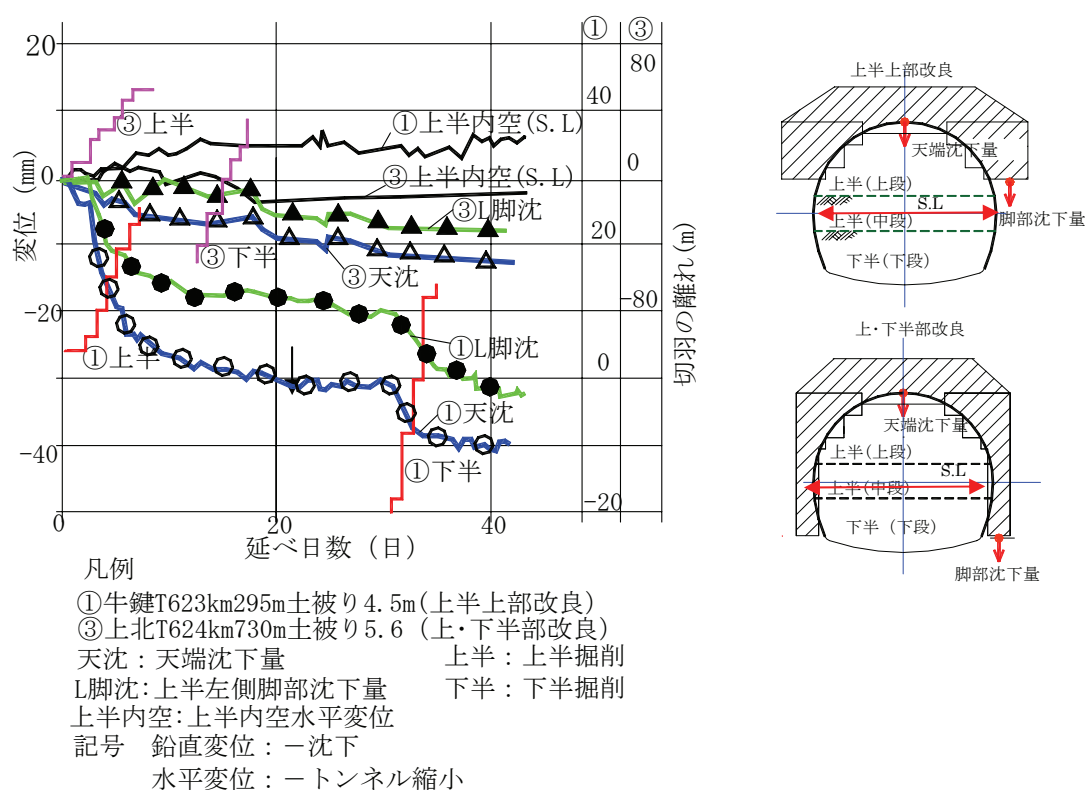


図-4.54 天端沈下量、脚部沈下量、内空変位量の経時変化^{1),11),16)}

(2) 地中変位および掘削周辺地山の区間ひずみ

図-4.55 は上半上部改良と上・下半改良のトンネル側部（トンネルセンターからの離隔 6 m）における地中鉛直変位を示したものである。

上半上部改良では、上半切羽が 10 m (1 D)程度に近づいた時点から沈下が発生している。下半掘削時も、下半切羽が計測地点の 20 m (2 D)程度手前から沈下し、掘削の影響が出ている。すなわち、掘削に伴う荷重再配分が発生し、切羽前方に荷重が分担されることになる。さらに、地山改良体がトンネル掘削軸方向に存在するため、改良体がトンネル軸方向に梁のような役割をし、荷重を切羽前方に効率よく伝えていることが考えられる。地表面の沈下量は、改良体下端の沈下量とほぼ同等であるため、改良体とその上部地山は一体となって沈下している。これは、天端と脚部が同程度沈下するとともに下がり現象であり、改良体の下端の地質が沈下量に大きく影響を及ぼしているものと考えられる。S.L 部分の沈下量は、上半掘削時から比較的大きい値を示しているが、絶対量は改良体下端の沈下に比べ小さい。上半掘削では、側壁未改良区間の地山から S.L 付近も沈下して脚部沈下が大きくなっている。下半掘削時も脚部沈下の影響でさらに沈下が増加している。上半掘削時の変位比率は 44～63 %と大きい。上・下半部改良では、上半掘削時の沈下量は小さく、下半掘削により全体の沈下が発生している。これは改良体下端の未改良部の地盤の沈下に伴うものと考えられる。

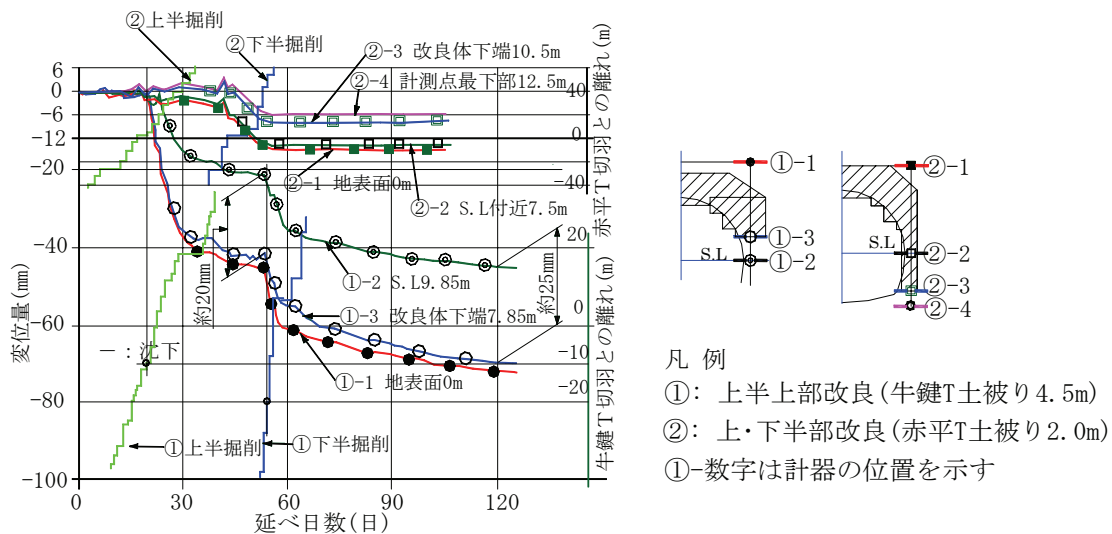


図-4.55 地中鉛直変位の経時変化¹⁵⁾

つぎに、地山改良形状の違いによる地中の水平変位を図-4.56 に示した。

上半上部改良形状の水平変位分布は、上半切羽到達時に未改良区間がトンネル内空側に変位するが、切羽進行に伴って反対方向の地山側に変位する。下半掘削時は下半側壁地山が内空側に大きく最大 10 mm 程度変位し、上半は地山側へ変位する。一方、上・下半改良形状では、上半掘削時にはほとんど側方変位は発生していない。下半掘削により下半側壁～底盤でトンネル内空側に変位が大きくなる。この位置は、坑内変位や地中沈下測定で沈下の大きい脚部と一致しており、沈下とともにトンネル方向への側方変位も発生していることが確認できる。地中側

方変位は左側で最終 0.9 mm, 右側で最終 1.6 mm と小さく, 改良体が補強工として有効に作用し, 変位や緩みの抑制に大きく寄与しているものと考えられる。

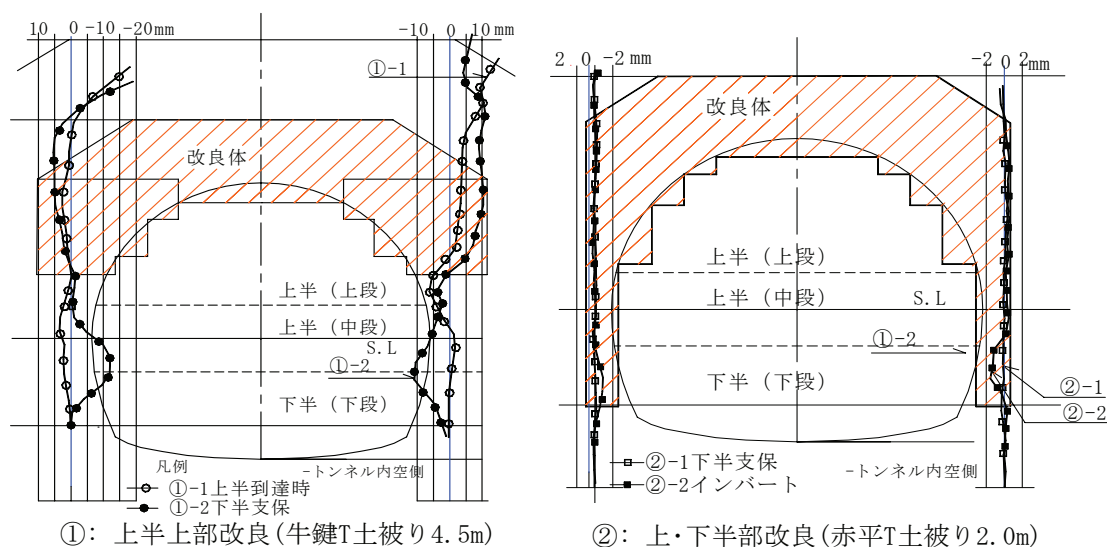


図-4.56 地中水平変位の経時変化^{1), 11)}

つぎに, 施工段階の区間ひずみ(各測点間の変位差/区間長)の分布を図-4.57に示す。上半上部改良形状では, 側壁部の未改良区間の区間ひずみが最大約 1.5 % となっている。高館段丘構成層砂質土(ts)の変形係数は $E = 2.0 \times 10^4$ kN/m² 程度であり, 桜井の示す限界ひずみと弾性係数の関係¹⁶⁾に従えば, ほぼ不安定領域のひずみに近いと考えられる。この区間ひずみは大きい, 掘削時の側壁周辺地山の安定性はとりあえず確保されているものと考えられる。

一方, 上・下半部改良形状では, 上半掘削時の S.L より上部の区間ひずみが 0.05 % 以下(変位差 1 mm 以下), S.L より下部の区間ひずみが 0.1~0.2 % 程度(変位差 1~2 mm)である。これに対して, 下半掘削時は, 改良体支持底盤(未改良部)周辺では, 左脚部の区間ひずみ 0.2 %,

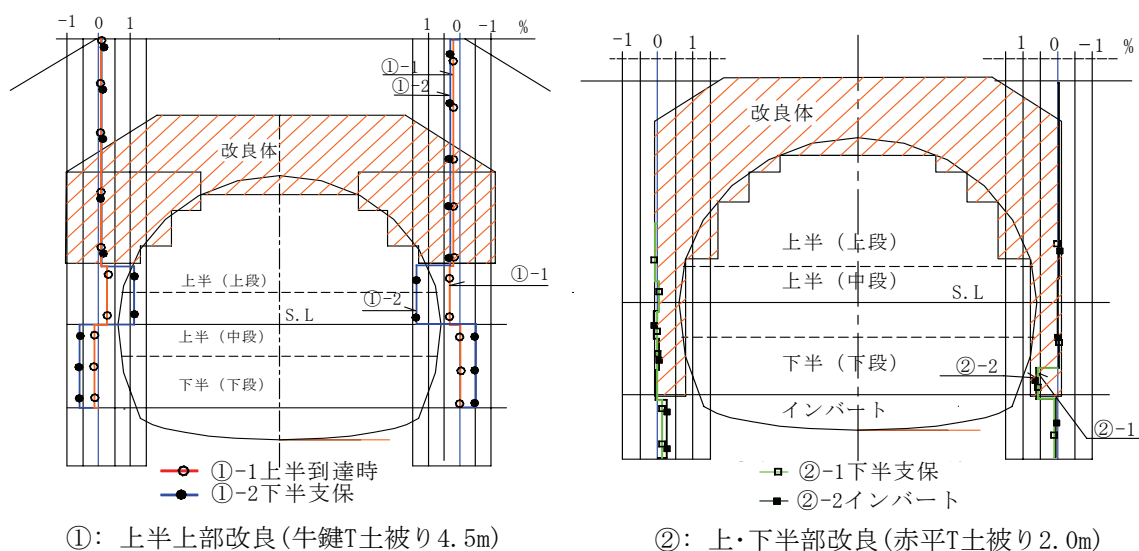


図-4.57 トンネル周辺地山の区間ひずみ^{1), 11)}

右脚部の区間ひずみは 0.6 %と増加している。このことから、上半掘削時は、改良体荷重による沈下を下半部の改良体で支持することになり、底盤(未改良部)に大きな変形を生じていない。下半掘削時には、改良体脚部に作用する荷重が大きくなり、底盤(未改良部)の沈下も大きくなる。結果として、改良体下端のひずみが増加したものと考えられる。

(3) 掘削時の挙動の考察

事前地山改良工を用いたトンネルの掘削時の挙動については、つぎに示す特徴がある。

- ①地表面から改良体脚部まで全体的に沈下するというとも下がり現象が見られる。
- ②地山改良形状の違いにより沈下量に差異が見られる。
- ③地山改良体が掘削軸方向に連続することによる再配分荷重がある。

とも下がり現象は、図-4.55 に示したように上半上部改良形状の場合は、上半部掘削時および下半部掘削時ともに生じ、沈下量は大きい。一方、上・下半部改良した場合は、下半掘削時に生じ、沈下量は小さい。図-4.58 はこの沈下量の変化について、上半上部改良と上・下半部改良した場合について、掘削段階における地山のすべり線に着目し示したものである。上半上部改良の場合、上半掘削時には、グラウンドアーチの役割をしている改良体から両端脚部への伝達荷重は、すべり領域内で支持されている。このため、改良体下端が沈下すれば、改良体も一体的な構造物として同じ挙動を示すものと考えられる。さらに、下半掘削時にも同様にすべり領域内で荷重が支持されていることより、沈下量も大きくなり、かつ、上半掘削時と同様な一体的な沈下挙動を示しているものと考えられる。一方、上・下半部改良した場合のとも下がり現象は、下半掘削時に $\delta_s \simeq \delta_f$ となり、その沈下量は小さい。これは、掘削による解放応力に伴い発生するすべり線の外側の領域に改良体脚部が設定されており、沈下抑制効果が発揮されているものと考えられる。

これらのことより、改良体脚部範囲の荷重の支持はすべり線の外側に設定することが重要であると考えられる。また、地山改良体の支持機構としては、改良体天端の沈下量と脚部沈下量が $\delta_f \simeq \delta_c$ の関係から、改良体は門型構造で土荷重が載荷された状態で一体的に挙動をしているものと考えられる。

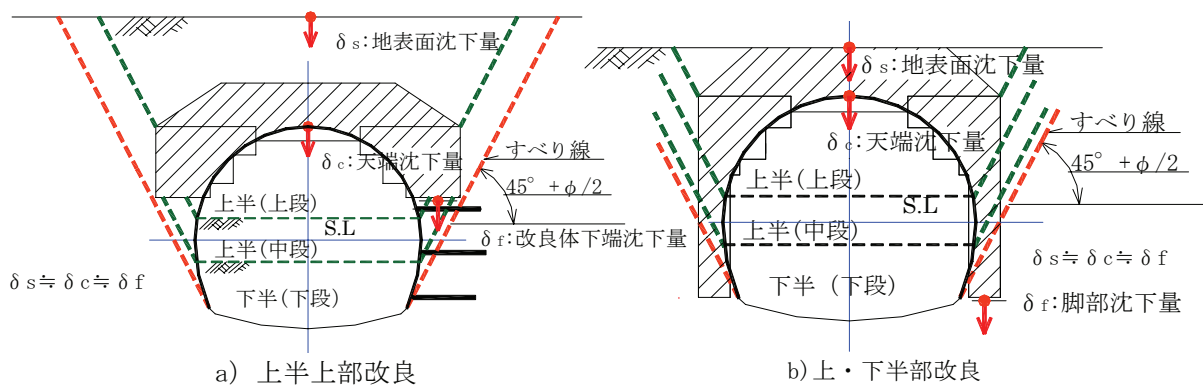


図-4.58 地山改良体の沈下抑制の模式

つぎに、地山改良体の掘削軸方向の再配分荷重について考察する。

図-4.59 は、図-4.14 に示した縦断方向の土圧の計測値の変化から断面方向の分布を考察した

ものである。掘削により改良体に作用するトンネル中心直上土圧は切羽が近づくと掘削手前の断面からの再配分の増加荷重で土圧は約 1.0～1.3 倍と増加する。切羽の通過時には掘削に伴う応力解放により天端の土圧は 0～0.4 倍と減少し、断面左右方向に荷重が再配分される。さらに切羽が進むと約 0.7 倍に復元し、再配分された荷重が天端部に再配分されるものと考えられる。このように掘削断面では、再配分荷重が改良体脚部に集中して作用しているものと考えられる。

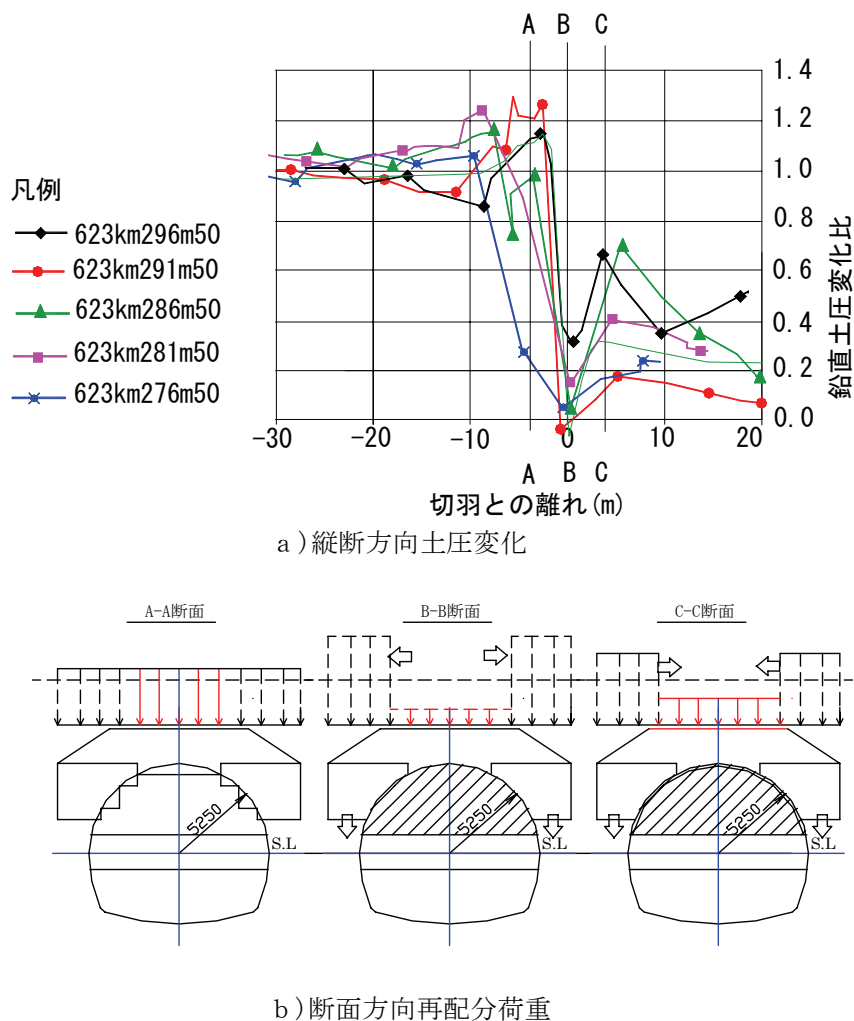


図-4.59 縦断方向の再配分荷重分布

4.6 事前地山改良したトンネルの計測結果のまとめ

本章では、地質が軟弱で、土被りが 10 m 以下のトンネルで事前地山改良が採用された牛鍵トンネル、赤平トンネル、上北トンネルでの主要な計測結果を述べ、その結果から考察を行い、事前地山改良で特質される知見を以下に示す。

- ①地山改良をすることにより大幅に沈下量を抑制することが出来る。
- ②改良体脚部の沈下量は地表面沈下量と同程度となっており、全体的に沈下するというとも下がり現象がある。このことより、地山改良体は、門型構造体として一体的に挙動していると

考えられる。

- ③とも下がりの沈下量は、改良体下端の地質状況とトンネル掘削断面内における改良体下端位置により大きな影響を受ける。トンネル掘削断面を上・下半部改良し改良体下端位置を掘削底面と同じ範囲とした場合には、上半上部を改良したものに比べて全体の沈下量は小さく、かつ、下半掘削時の沈下量も小さい。
- ④これは、上・下半部改良した場合、改良体が掘削時に生じる地山のすべり線を拘束していることによるものと考えられる。
- ⑤地山改良体がトンネル掘削軸方向に存在することにより、掘削部の改良体が梁の役割をなし切羽前方の未掘削部の改良体に荷重が再配分されている。
- ⑥上半上部を改良した場合の地中水平変位は、下半掘削時には下半側壁地山が内空側に大きく変位する。上・下半部を改良した場合は、上半掘削時には水平変位はほとんどなく下半掘削時に下部に小さな変位がある。
- ⑦区間ひずみの値は改良体脚部付近で大きくなる。上半上部改良の場合は約 1.5 %の区間ひずみで不安定領域のひずみに近い。上・下半部改良の場合は約 0.6 %程度の区間ひずみでやや不安定領域のひずみとなっている。

第4章の参考文献

- 1) 日本鉄道建設公団盛岡支社：東北幹，牛鍵 T 他 1 地山改良施工区間 計測結果・解析結果中間報告書，2008. 3.
- 2) 北川隆・飯田廣臣・蓼沼慶正・奥津一俊・玉井靖広：低土被り土砂地山における地山改良工法の検討，構造工学論文集 I，Vol. 50A，pp. 45-52，2004. 3.
- 3) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，pp. 259-260，2008. 4.
- 4) 日本鉄道建設公団盛岡支社：東北幹，607K0～623K0 地質調査報告書，2001. 3.
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，参考資料-35，丸善，1992. 11.
- 6) 社団法人セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル，p. 31，1985. 4.
- 7) 日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針，p. 321，pp. 338-339，1996. 2.
- 8) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，p. 44，2007. 12.
- 9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル，p. 111，2002. 5.
- 10) 土木学会関西支部都市トンネルへの NATM の適用に関する委員会：都市トンネルへの NATM の適用に関する研究，土木学会関西支部，1987. 6.
- 11) 日本鉄道建設公団盛岡支社：東北幹，上北 T 他 赤平トンネル計測結果のまとめ，2007. 6.
- 12) 日本鉄道建設公団盛岡支社：東北幹，上北 T 他 赤平トンネル解析報告書，2008. 2.
- 13) 斎藤莊英・石山民一・田野彰一・芳賀宏：側壁脚部に軟弱層を伴う地山を地表より改良ー東北新幹線 上北トンネル，赤平トンネルー，トンネルと地下，Vol. 39，No. 6，pp. 7-14，2008. 6.
- 14) 日本鉄道建設公団盛岡支社：東北幹，第 1 東北 T 外詳細設計他，2005. 5.
- 15) 日本鉄道建設公団盛岡支社：地質調査，2002. 2.
- 16) 社団法人日本トンネル技術協会：東北新幹線における未固結小土被りトンネルの設計施工対策評価書（別冊），2008. 3.

第5章 地山改良工の沈下抑制効果に関する3次元降下床模型実験

5.1 概要

地山改良工の範囲については、トンネル天端部のみからトンネル全体まで改良する形状がある。東北新幹線八戸・七戸間では、未固結地山の条件でトンネル上半上部とトンネル上・下半部で事前地山改良されたトンネルで計測を行い、トンネル掘削に伴う地表面沈下や地中変位の発生傾向や変位量、改良範囲によるそれらの差異が確認された。しかしながら、改良範囲に関しては上半上部と上・下半部の2パターンを検証するにとどまったため、現場計測結果を補完することを目的として、改良範囲をパラメータとして模型実験を実施し、改良形状による沈下抑制効果、改良体の有無による掘削解放に伴う荷重再配分のメカニズムに関する検討を行った。

模型実験は、改良体がトンネル縦断方向に連続していることを踏まえ3次元降下床模型^{1)~3)}により行うこととした。模型実験では実現場での施工状態を再現するのが好ましいが、種々の要因が複雑に絡み合った現実の問題をそのまま解明しようとすることは困難である。そこで、単純化し基礎的な模型実験にて行うこととし、主として事前地山改良体の改良幅と改良深さについて効果を検討した。また、実験によるトンネル掘削過程は、改良体を設置した地山の下部に設置した降下床を縦断方向に順次に下降させることでモデル化した。なお、改良体は地山の含水比を変化させることにより地山剛性を増加させることで表現できるものとした。

5.2 3次元降下床実験装置

実験で用いた降下床実験装置は、図-5.1に示す通り土槽（幅：1000 mm×奥行き：1000 mm×高さ：150 mm）とその底面に備え付けられた降下床パネル1～6 から成る。降下床パネル2～5 は、一辺150 mm の正方形、降下床パネル1と6 は150 mm×200 mm の長方形である。降下床パネルの下部には、図-5.2に示すようにジャッキが接続されており、鉛直下方に変位を与えることができる。これらの降下床1～6 を順番に下降させていくことでトンネル掘削過程のモデル化を行った。また、降下床パネルの下には荷重計を設置しており、各々の降下床パネルに作用する鉛直荷重を計測する。

隣接する各降下床パネル、および土槽底部と降下床の間には摩擦の影響をうけないよう 1 mm のクリアランスが設けられている。このクリアランス部分の上にはラップを敷き、土槽内からの土粒子の落下および目詰まりを防いだ。

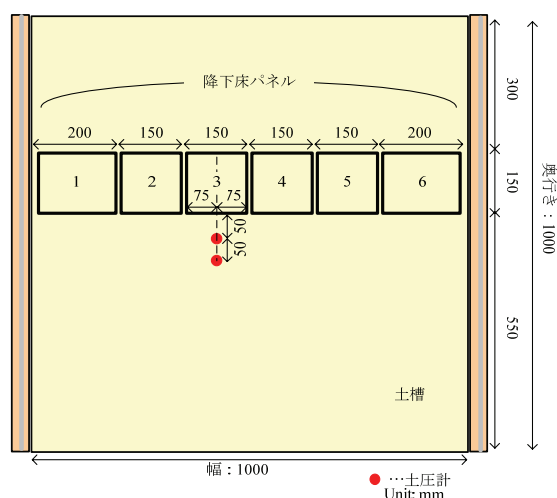


図-5.1 3次元降下床実験装置（平面）

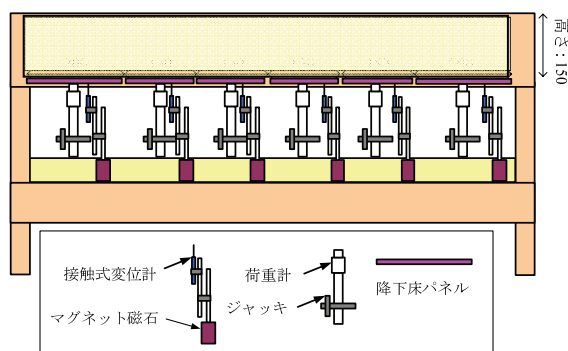


図-5.2 3次元降下床実験装置（側面）

5.3 模型地山および改良地山の作成

地山材料は乾燥した珪砂6号を用いた。種々の条件下での現象を統一的かつ高精度で評価するには、均一で再現性の高い模型地山を作成し、実験を実施することが重要となる。そのため、写真-5.1に示すホッパー（開口幅 3.2 mm）を用いて、地表面から約 600 mm の高さから乾燥珪砂6号を自由落下させ、相対密度 $Dr = 70\%$ の未固結な地山を作成した。

改良体は、現場の改良地山は、セメント系の材料が混合されることで強度や剛性が増加するが、この実験では、改良地山の剛性の増加は、砂地盤の含水比を増加させ、サクションでの粒子の吸着効果により見かけの粘性を増加させることで模擬した。なお、実験前に含水比の増加による剛性の増加を確認するため、一面せん断試験を実施した。試験結果は、乾燥砂の内部摩擦角 ϕ と粘性力 c がそれぞれ 27.2° と 16.5 kN/m^2 に対し、含水比 5% の試料は 27.0° , 23.7 kN/m^2 であった。含水状態は模型地盤とは厳密には異なると考えられるが、乾燥砂に水を散布することで、粘着力が増加していることを確認した。

事前地山改良工は、土被りの小さい未固結地山が対象と考えられるため、土被り (H) はトンネル降下床パネル幅 ($D = 150 \text{ mm}$) に対して $H/D = 1$ 以下となるように高さ (H) は 150 mm に設定した。

改良体の作成にあたっては、周辺の乾燥地盤に水分が移動するのを極力防ぐため、改良地盤と乾燥地盤の間には写真-5.2に示すように仕切り板を設置し改良範囲を設定し、改良範囲の規定の高さまで乾燥珪砂6号を気中落下させ、所定の量の水を霧吹きで均質に吹きかけた。気中落下と水の散布を小刻みに実施して地盤を作成することで、均質な地盤の作成を目指した。含水比は約 5 % を目安とした。実験開始（降下床下降）直前に仕切り板を外すこととした。1サイクル所要時間は約15分程度を要している。降下床下降過程での水分の移動については、実験後の確認では、接触部分の乾燥砂が若干湿る程度であった。

模型地山の内部摩擦角は 45° , 単位体積重量は 15.1 kN/m^3 で、改良体の単位体積重量は

15.6 kN/m³である。また、改良体と模型地山の強度は、ポータブルコーン貫入試験を実施し、コーン貫入抵抗 Q_c (kN/m²)値により改良前後の地山の強度を求めることとした。なお、ポータブルコーン貫入試験は、粘性土や腐植土などの軟弱地山に適用される試験であるが、簡易的に地山の強度を算出する方法としてこの試験を採用した。

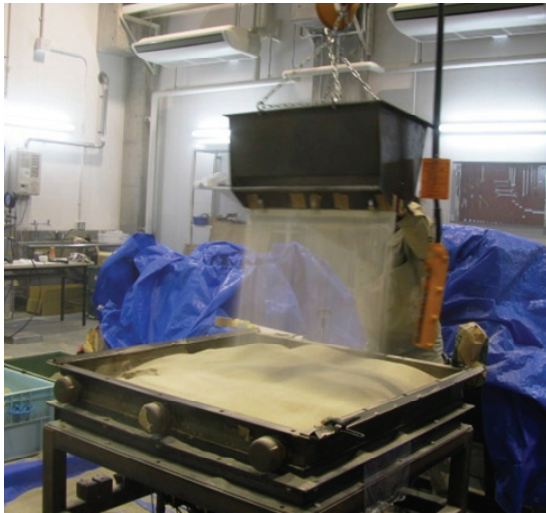


写真-5.1 ホッパーとそれを用いた
模型地盤の作成

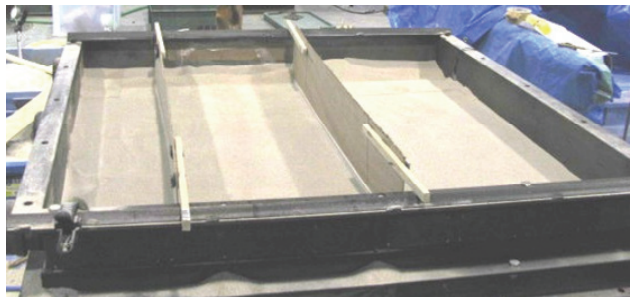


写真-5.2 地山改良仕切板

5.4 計測項目

5.4.1 地表面の計測

計測項目は、地表面沈下量、降下床パネルに作用する鉛直荷重、周辺地山に作用する鉛直土圧である。

模型地山の地表面の変位は、図-5.3に示す地表面計測装置を用いて計測した。この装置による計測は、レーザ式変位センサーをレールに沿ってトンネル横断方向に移動させながら地表面までの鉛直距離を計測し、同時に巻き取り式変位計によりレールの移動距離を計測することで、変位形状を連続的に把握する。地表面の沈下形状を把握するため、トンネル掘削進行方向に15 測線（降下床1～5）を計測した。計測は金具に50 mm 間隔で3台のレーザ変位計を固定させ、一度に3測線の地表面計測を行った。なお、一体化させた3台のレーザ変位計のうち中央のレーザ変位計がそれぞれの降下床の中央を通過するようにした。15 本の測線は、図-5.3(b)に示すようにLine_1～Line_15 と称する。各々の計測線の水平計測距離は600 mm である。

変位計測にはレーザ変位計(LB-040：(株)キーエンス製)を用いた。レーザ変位計の計測レンジは±5 mm、分解能2 μm である。トンネル横断方向の移動距離は巻き取り式変位計(DP-1000E：(株)東京測器研究所製)を用いた。巻き取り式変位計の計測レンジは1000 mm、分解能10 μmである。

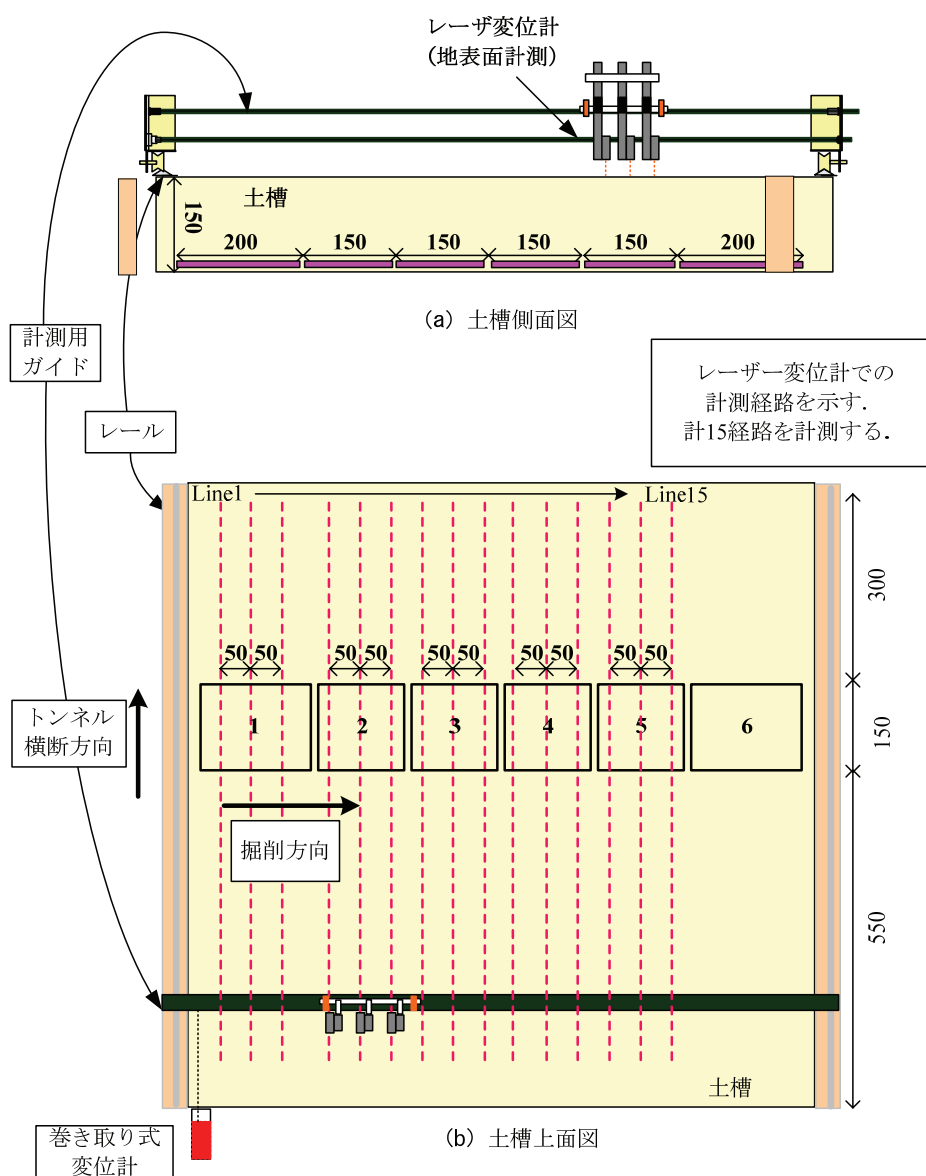


図-5.3 地表面計測装置と計測位置

5.4.2 土圧および荷重の計測

降下床の下降による降下床上部地山の力学挙動を把握するため、降下床パネルの下部に荷重計 (TCLP-50KA: (株)東京測器研究所製)を設置し、各々の降下床パネルに作用する鉛直荷重を計測した (図-5.2参照)。また、降下床の下降にともなう降下床周辺地山の力学挙動について検討するため、土槽底面に設置した土圧計(P325S-01: (株)SSK 製)により降下床周辺の土槽底面に作用する鉛直土圧を測定した。写真-5.3 に土圧計の設置状況を示す。

各計測値は、データローガーを経由してコンピュータに転送する。コンピュータ上では、計測ソフトウェアを用いて、計測制御、データの表示と保存を行う。

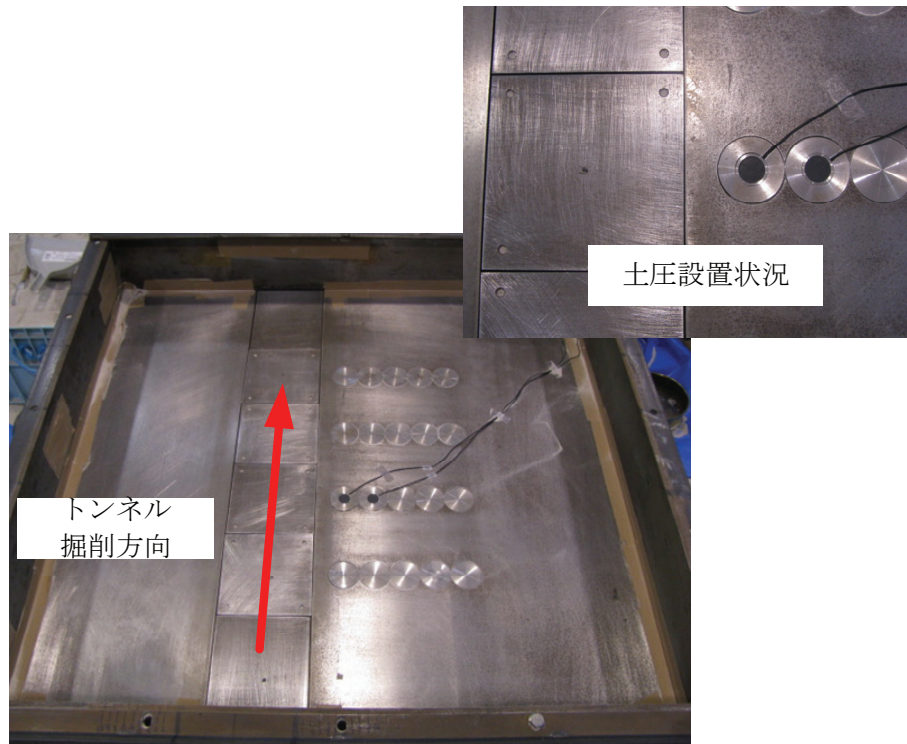


写真-5.3 土圧計設置状況

5.5 実験ケース

実験ケースは、改良を施していない土砂地山にトンネルを掘削する場合のほか、改良幅: b 、改良深さ: h を主要なパラメータとした表-5.1に示す計4ケースの実験を行った。

表-5.1 実験ケース

ケース	地山改良範囲 b [mm]× h [mm]
Case-1	-
Case-2	250×50
Case-3	250×100
Case-4	350×100

Case-1 は未改良の地山、Case-3 はトンネル地表面付近の幅250 mm、深さ100 mm の地山を改良した場合、Case-4 はCase-3 に比べて改良幅を350 mm と広くした場合、Case-2 はCase-3 に比べて改良深さを50 mm と浅くしたケースである。

各ケースの改良体と周辺地山のポータブルコーン試験による強度比は、表-5.2 に示すとおりである。Case-2 は改良深さが50 mm であることから周辺地山の強度の3.3 倍、Case-3、Case-4 は改良深さが100 mm であることから周辺地山の強度の2.6～3.3 倍の改良強度が得られているものと推定できる。現場での改良体の強度と地山の強度の比については、改良体の一軸圧縮強さ(q_u)と N 値との関係式²⁴⁾ $N=q_u \cdot 8/100$ より、 N 値に換算し地山との比を求める。改良体の

一軸圧縮強さは 0.5N/mm^2 で換算 N 値は約 40 となる。現場での改良した地山の N 値は、第4章 4.2 4.2.1 の地質状況で示した高館火山灰層(ta)、高館段丘構成層砂質土(ts)では N 値は 2～15 となり、その比は 2.7 倍～20 倍となり、 N 値が大きい場合の改良条件となっている。

表-5.2 ポータブルコーン貫入試験結果
による改良地盤の強度

貫入深さ (cm)	Qc値 (改良前) kN/m^2	Qc値 (改良後) kN/m^2	比
5	72.7	238.7	3.3
10	201.2	526.2	2.6
15	335.1	738.7	2.2

5.6 実験手順

実験の手順を以下に説明する。

STEP 1: 土槽底面にラップを敷き、降下床パネル間の隙間から砂が落下することを防ぐ。

STEP 2: 各計測器の正常な動作を確認し、値を初期化する。

STEP 3: 5.2.5 に示した方法で各々の地山を作成する。

STEP 4: 初期の土圧および降下床にかかる荷重を計測する。

STEP 5: 地表面変位計測装置を土槽の上に設置する。

STEP 6: 地表面の初期状態を計測する。

STEP 7: 降下床1 を 0.25 mm/min で所定の変位量まで下降させながら荷重および土圧の計測を行う。降下床を所定の変位量まで下降させた後、地表面形状の計測を行う。降下床の変位量は、0 mm, 0.5 mm, 1.0 mm, 1.5 mm, 2.0 mmである。

STEP 8: 降下床2, 3 および4を順にSTEP 7 と同様の手順で下降と計測を行う。

STEP 9: データを保存し、終了。

5.7 実験結果

土被りの小さい未固結地山にNATMを用いてトンネルを掘削する際には、切羽の安定が必要である。そこで、地山改良による切羽の安定効果を評価するため、地山改良の深さと幅をパラメータとし、トンネル掘削過程を模擬して3次元降下床模型実験を行った。

5.7.1 地山改良が地表面沈下に及ぼす影響

(1) 地表面沈下曲線に及ぼす影響

図-5.4に、改良深さおよび幅が地表面沈下曲線に及ぼす影響を示す。同図は、降下床3 を2 mm まで下降させた際、Line8(降下床3 中央上を通る計測)における地表面沈下形状を示している。

図-5.4(a)に、地山改良を施した場合および施さない場合の地表面沈下曲線を示す。図より、地山改良を施すことにより地表面沈下が大きく抑制され、地表面沈下曲線が緩やかになることが分かる。

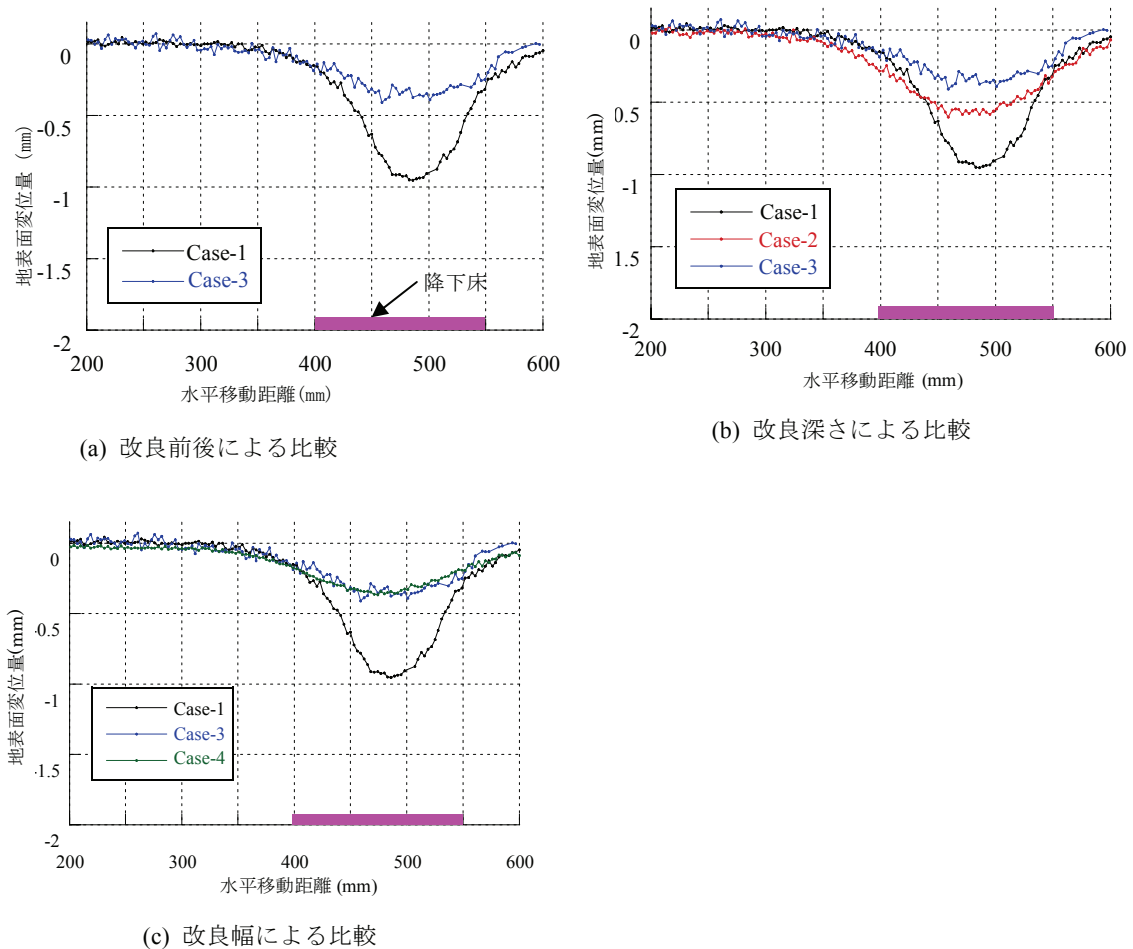


図-5.4 改良地山の深さ・幅における計測Line-8 における地表面変位を比較

図-5.4(b)に示す改良深さを変化させたケースからは、地山改良深さを深くし降下床に近くするほど地表面沈下量が小さくなる。また、改良深さを小さくしたCase-2 からは、横断方向の地表面沈下の影響範囲が大きくなることが確認できる。これから、Case-2 のように地山改良深さが小さい場合は、最大地表面沈下量は抑制されるが、降下床の下降による横断方向の地表面沈下の影響範囲が大きくなる可能性がある。これは、剛性の高い部分が、降下床に下降に追従して変化したことが考えられる。

図-5.4(c)に、改良幅が地表面沈下曲線に及ぼす影響を示すが、同図からは改良幅による差がない。これは、基本ケースであるCase-3 での改良幅が十分広がったため、これ以上改良幅を拡大しても地表面沈下抑制効果は得られないと考えられる。

(2) 最大地表面沈下量の変化

図-5.5は、降下床1, 2, 3 を順に2.0 mmまで下降させた際、各Line における最大地表面沈下量の比を表している。各値は各々の計測ラインにおける、各ケースで計測された最大地表面沈下

量を、地山改良を施していないCase-1の最大地表面沈下量で除したものである。その値が1より小さいことは、地山改良により最大地表面沈下量が抑制されたことを表す。なお、本実験のCase-1において、それぞれの降下床を2.0 mm 下降させると、最大地表面沈下量は0.8 mm～1.2 mm であった。

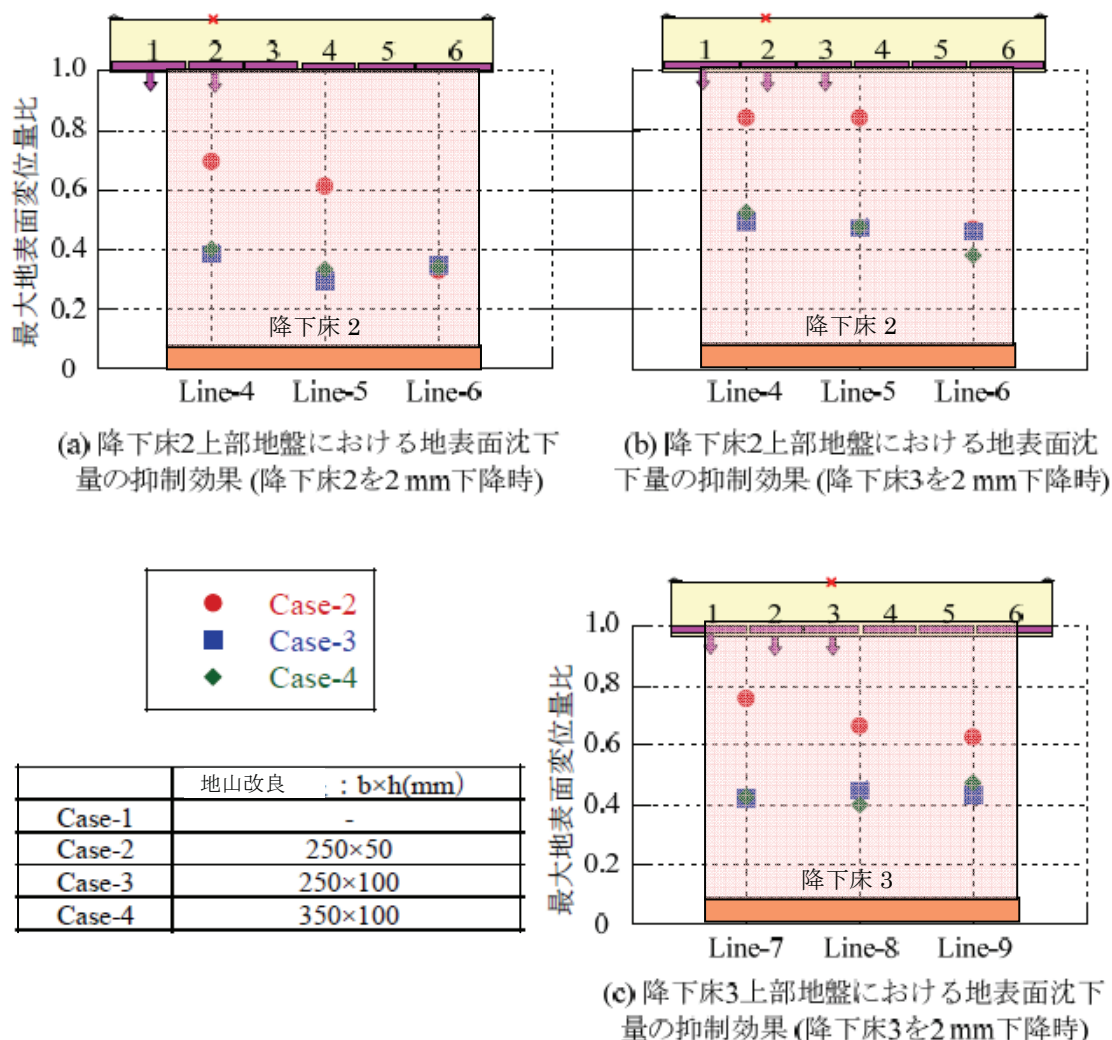


図-5.5 地山改良による最大地表面沈下量の変化

同図より、各計測ラインでの最大地表面沈下量の比からも、改良深さを深くし降下床に近くするほど最大地表面沈下量の抑制効果が高くなるが、Case-4での改良幅を広くした効果は顕著でない結果が見られる。

(3) 3次元表示による地表面沈下形状の変化

図-5.6は、地表面沈下量の分布を3次元で表現したものである。降下床を下降することにより、地表面沈下が生じていることがわかる。地表面沈下の形状は、降下床の中央が大きくなっている。地山改良を想定したCase-2の沈下量はCase-1に近いが、Case-2とCase-3については、沈下量が小さく、地山改良による地表面沈下の抑制効果が認められる。

改良深さについて着目し、Case-2とCase-3を比較すると、改良深さを深くし降下床に近くすると掘削に伴う地表面沈下量が抑制されている。

つぎに、改良幅について着目し、Case-3 とCase-4 を比較すると、地表面沈下の差は少なく、改良幅増大による沈下抑制効果は十分評価できない。

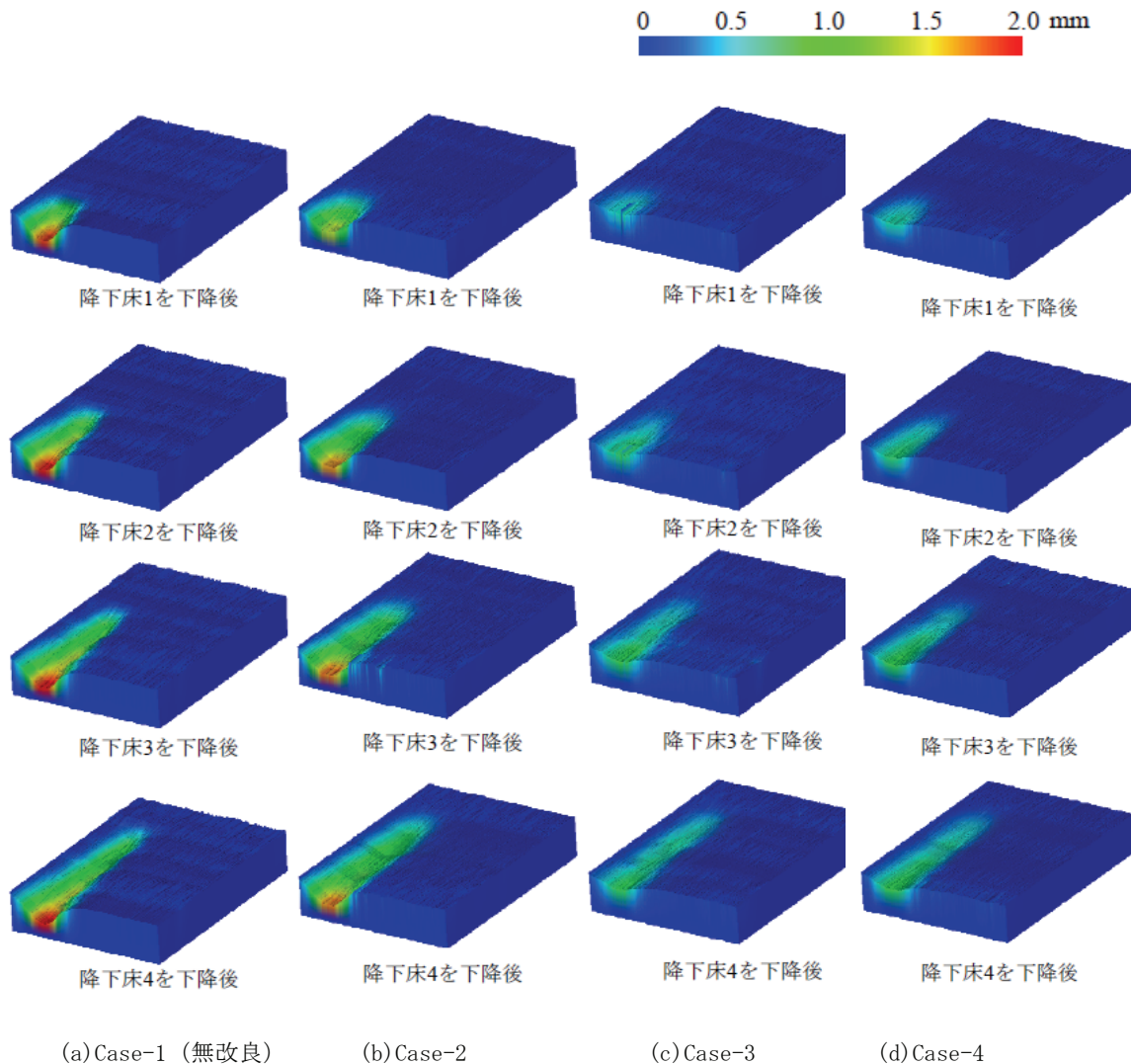


図-5.6 地表面沈下の推移

5.7.2 地山改良が降下床周辺地山に作用する土圧に及ぼす影響

(1) 土圧の推移

図-5.7は、降下床の下降に伴う土圧計1, 2 の鉛直土圧の変化を示したものである。鉛直土圧は測定鉛直土圧を初期鉛直土圧で除し規準化したもの（以下 規準化土圧という）で示した。降下床の下降により、降下床に作用していた鉛直土圧が周辺地山に再配分されるために、周辺地山に作用する鉛直土圧が増加している。改良した場合には、規準化土圧の変化が、無改良のCase-1よりも大きいことが確認できる。このように、地山改良を施すことにより鉛直土圧が降下床周辺地山に広い範囲に再配分されることが確認できる。これは、切羽の進行による影響範囲が拡大しているとも解釈できる。Case-1 では、土圧計2 に作用する鉛直土圧はほぼ変化が見られなく、

これによりCase-1 では、土圧計2 よりも降下床に近い範囲に応力が再配分されたことになる。一方、Case-3 では、土圧計2でも鉛直土圧の増加が見られる。同ケースでは、鉛直土圧が土圧計2までの領域に再配分されていると考えられる。

Case-2, Case-3の改良深さの変化による降下床周辺土圧の変化に及ぼす影響についてみると、改良深さを浅くした場合、降下床より近い位置に設置した土圧計1 に作用する鉛直土圧は、地山改良を施さない場合のCase-1 と同程度の値を示す。これに対して、土圧計2 に作用する鉛直土圧は、降下床の下降によって大きくなる。これにより、地山改良を施すことで降下床の下降による影響領域は拡大する。

改良深さによる比較を行うと、Case-3 での土圧計1 の鉛直土圧の増加が大きいことから、降下床3 に作用していた荷重を土圧計1 の範囲で受け持ち、地山の安定が得られていると考えられる。これは、地表面沈下が抑制されていることから確認できる。

Case-3, Case-4の改良幅の変化による降下床周辺土圧の変化に及ぼす影響についてみると、降下床2 の下降の際には、地山改良の幅が広いCase-4 のみ、土圧計1 の規準化土圧がわずかに変化している。すなわち、改良幅を大きくすることで、降下床2 の下降による影響が土圧計1 を設置箇所にまで生じている。これは、改良範囲の剛性が高まり、改良部分が一体となって挙動し、降下床2 を下降させることによる影響が、土圧計1 の箇所まで及んだためであると考えられる。つまり、改良範囲が大きいほど、降下床の下降による降下床に作用していた鉛直土圧の減少分を周辺地山の広い範囲で受け持つということが考えられる。

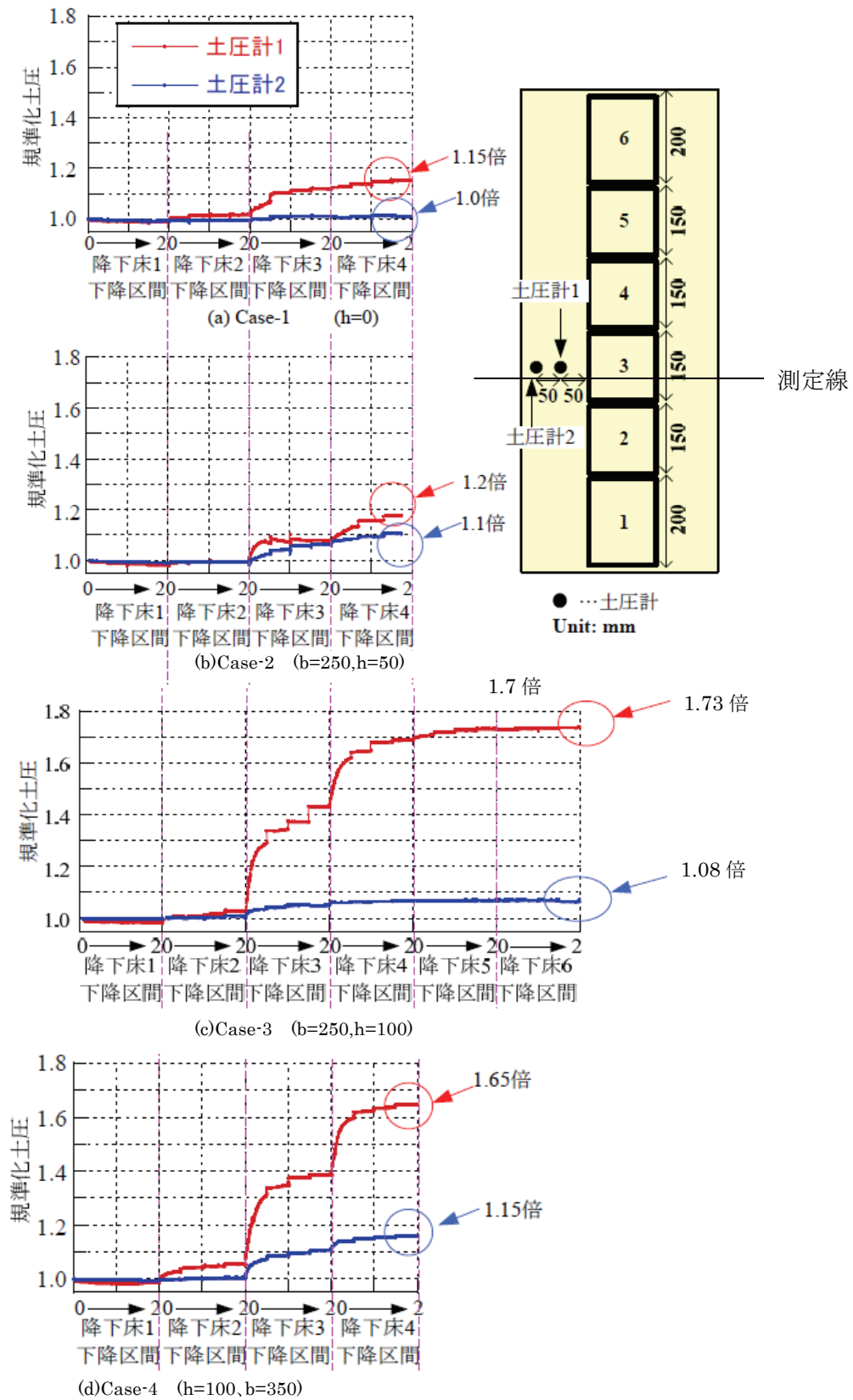


図-5.7 降下床周辺に作用する土圧の変化

(2) 降下床下降量 (2mm) での土圧の比較

図-5.8に、各々の降下床を2mmまで下降させた際の土圧をプロットする。いずれのケースでも、降下床1を下降させた際には値の変化がないことが分かる。降下床2を下降させたことで、Case-4の土圧計1のみ僅かに増加していることがわかる。つまり、改良幅が大きくなることで、再配分される荷重を土圧計1の範囲まで受け持っていると考えられる。図-5.8(b), (d)の降下床3, 4について、土圧計1, 2の規準化土圧の値が反転しているのは、降下床の下降の荷重を改広い範囲で支えることを示しているためであると考えられる。

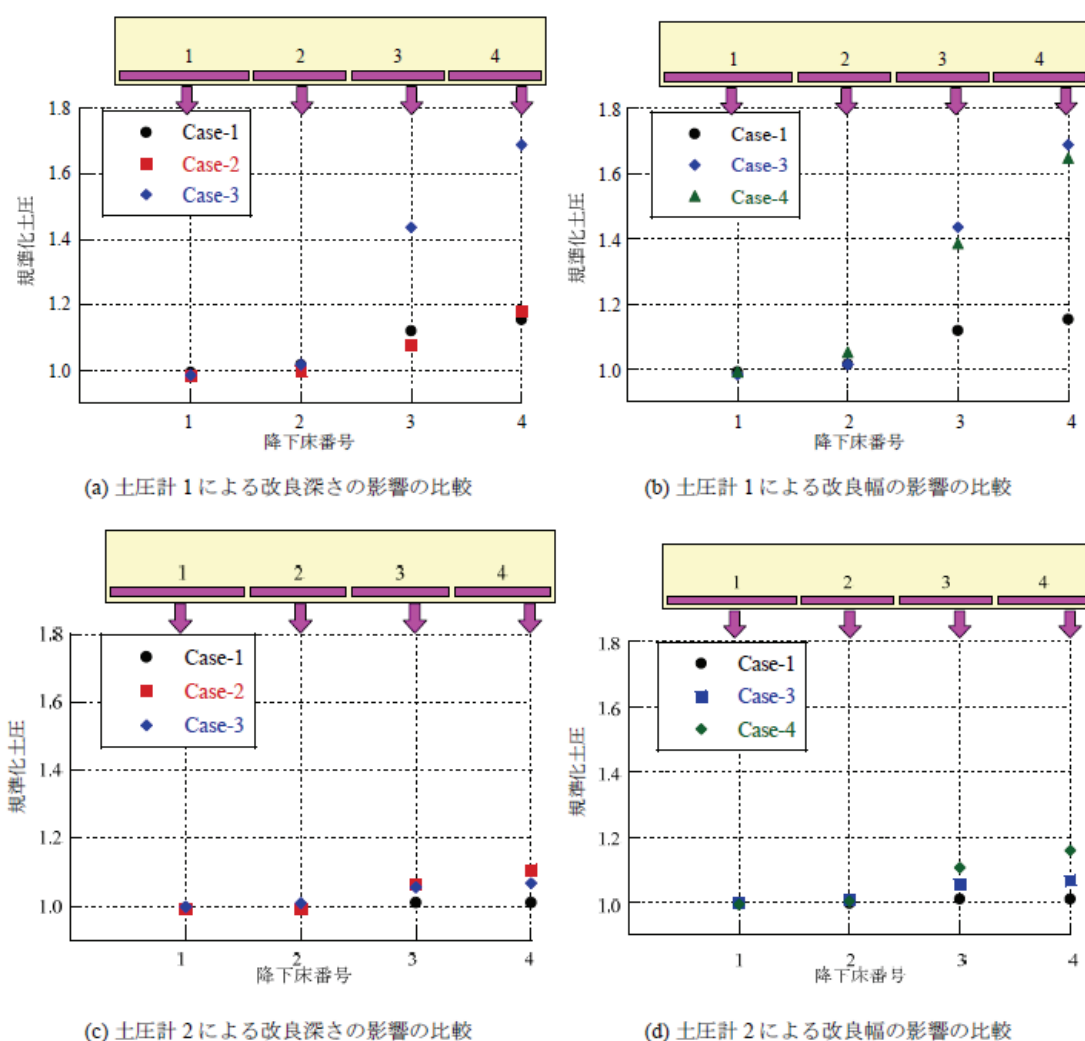


図-5.8 改良深さ及び改良幅が周辺の土圧に与える影響（土圧計は降下床3の位置）

5.7.3 地山改良が降下床パネルに作用する荷重に及ぼす影響

図-5.9に、切羽の進行に伴う、降下床パネル1～6に作用する荷重の推移を示したものである。荷重は測定荷重を初期荷重で除し規準化したもの（以下 規準化荷重という）で示した。下降させた降下床パネルに作用する荷重は、いずれのCaseも初期に作用していた荷重が大きく減少する結果が見られた。このうち、改良深さが厚く降下床に近いCase-3及びCase-4は規準化荷重が0.2～0.3となり減少効果が大きい。次に、降下した降下床の縦断方向に隣接する荷重の推移につい

てみる．降下済みの降下床にかかる荷重は，降下床の降下が進むにつれ増加する．一方，降下した降下床の前方の荷重については，いずれのCaseも前方2区間に増加の影響があり，特に降下した降下床に隣接する降下床荷重の増加が著しい．改良なしを含めいずれのCaseも増加し，その率は規準化荷重の約1.3倍程度となっている．改良深さによる規準化荷重の推移は，改良深さを深くし降下床に近くなるほど荷重分散効果が高くなるが，改良幅による差は顕著でない結果が見られた．

Case-3及びCase-4での規準化荷重の減少が大きいのは，改良体により降下床に作用する多くの荷重が周辺地山に分散されているものと考えられる．さらに，この降下床パネルに作用する荷重の減少分を受け持つ形で，トンネル周辺地山に作用する荷重が増加すると推測できる．また，下降した降下床の前方2区間（2D）までの地山に影響を及ぼすことについては，米山ら⁴⁾が示している鉛直応力解放時の前方の土圧増加と同じ現象と考えられる．

5.8 模型地山内部の力学的挙動に関する考察

本実験では，地山改良を施すことにより，地表面沈下量が減少でき，降下床に作用する荷重が減少し，降下床周辺地山の鉛直土圧が増加することが確認できた．そこで，改良範囲における地表面沈下抑制効果について，降下床に作用する荷重，周辺土圧の関係から摸形地山内の挙動の考

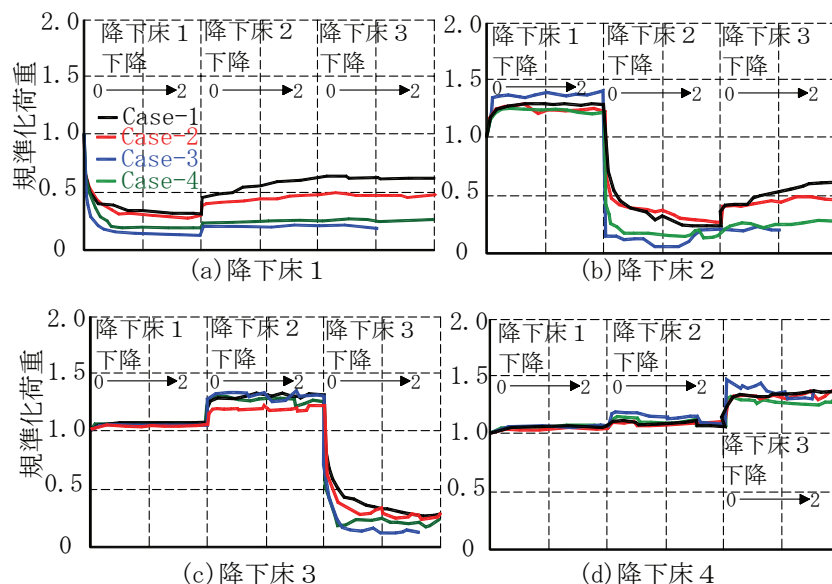


図-5.9 切羽の進行に伴う降下床1～4の規準化荷重の推移

察を行った．

村山・松岡⁵⁾の落とし戸の実験による地山内部の挙動は，降下床下降初期から降下床と同一の移動をする一次領域，一次領域に追従して移動する二次領域，および二次領域の外側にあつて移動しない三次領域に分かれ，地表面変位はこの一次領域，二次領域の移動により生じるものと考えら

地山改良を施したケースは、Case-1に比べて、地山改良深さが大きいほど、地表面沈下量が小さく、降下床作用荷重が小さく、周辺地山鉛直土圧が大きくなっている。

この地表面沈下量の減少の機構は、降下床と降下床に連動する一次領域が下降することにより中央部分の一次領域と地山改良体の境界に作用していた鉛直反力は小さくなり、その分を改良体が支持し、この増加荷重を地山改良内部に形成されるアーチ状の軸力伝達線（以下グランドアーチという）により両端部周辺の地山に伝達し支持することによるものと考えられる。

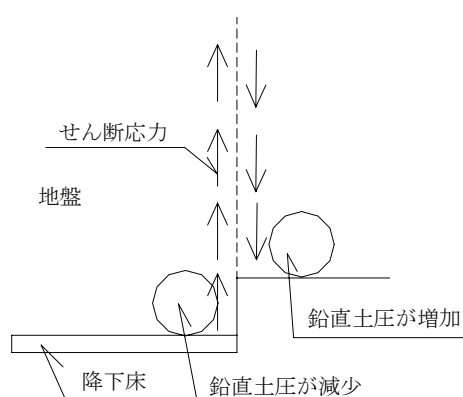
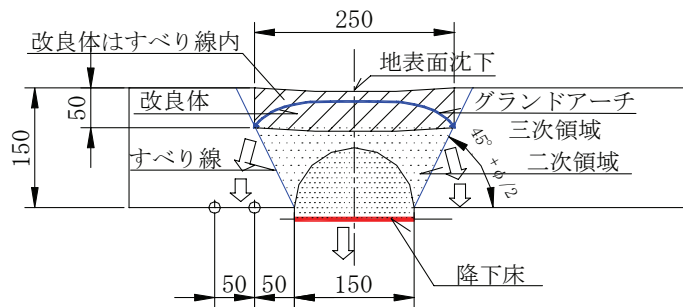


図-5.11 降下床端部の挙動

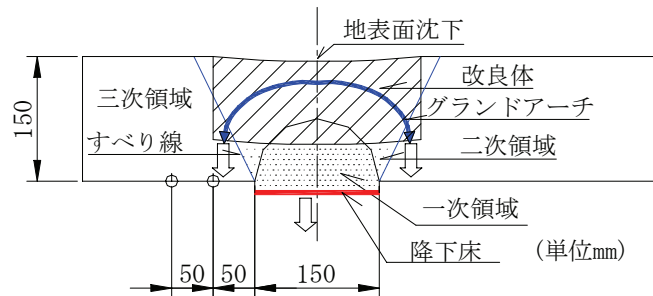
Case-2, Case-3 は地山改良の深さをパラメータとしたものである。地山改良の厚さが小さい Case-1では、Case-3に比べて沈下量の抑制効果は小さくなっている。これは沈下に影響を与える一次領域と二次領域の範囲が大きく、改良範囲が二次領域の範囲内にあることと、図-5.7 b)に示したように周辺地山の鉛直土圧の増加が小さくグラウンドアーチによる効果が小さいことによるものと推察される。一方、改良厚さを大きくしたCase-3では、沈下抑制効果が大きくなっている。これは、一次領域と二次領域の範囲が小さくなっており、改良範囲は降下床と同一の移動をする一次領域の範囲に改良がなされ、かつ、改良幅がすべり線を包括し三次領域にあることと周辺地

山の鉛直土圧の増加が大きく、グランドアーチによる効果が大きくなっていることによるものと推察される．このように、一次領域の減少とより大きなグランドアーチの形成により、地表面沈下が抑制されているものと考えられる．

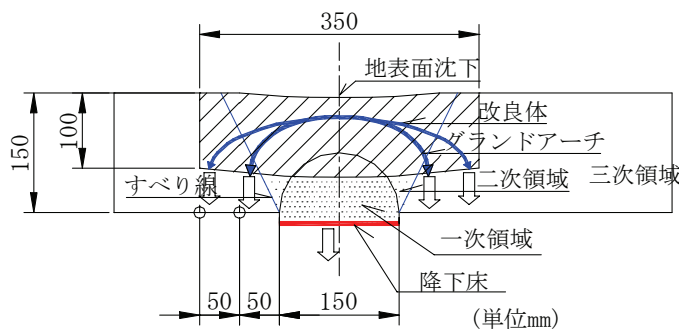
Case-3, Case-4 では地山改良の幅をパラメータとしたものである．改良幅を拡大したCase-4では、Case-3に比べて地表面沈下の抑制効果は顕著でない．これは、一次領域および二次領域の減少が幅を拡大しても変化していないことが要因と推察される．しかしながら、改良幅を拡大することで、グランドアーチの影響範囲が大きくなるため、鉛直土圧の変化がよりいっそう遠くにまで及んでいくものと考えられる．このように、地山改良幅の拡大は支保への負担を軽減することにつながると考えられる．



(a) Case-2 (降下床降下後)



(b) Case-3 (降下床降下)



(c) Case-4 (降下床降下後)

図-5.12 地山内部の挙動（地山改良の改良深さと改良幅の比較）

以上の考察から、地山沈下抑制効果がより効果的に得られる地山改良の範囲とは、一次領域および二次領域の範囲を地山改良することが有効だと考えられる．また、適切な改良幅は二次領域

と三次領域の不連続な境界線（すべり線）を包括するように定めグラウンドアーチの効果を発揮させることが重要と考える。

5.9 地山改良工の沈下抑制効果に関する3次元降下床模型実験のまとめ

模型実験から、以下のような知見を得た。

- ① 降下した降下床の前方降下床の荷重はいずれのケースも増加し1.3倍程度となり、その影響範囲は前方1区間が最大となり2区間程度の降下床に影響を及ぼす。
- ② 下降させた降下床パネルに作用する荷重は、いずれもケース初期に作用していた荷重が大きく減少し、最大規準化荷重が0.2～0.3に減少する。
- ③ 地山改良の有無に関わらず、降下床を下降させると、降下床パネルに作用する土圧が周辺地山に再配分されるため、降下床周辺地山に作用する土圧が上昇する
- ④ 地山改良を施すことにより、降下床周辺地山に作用する土圧は顕著に増加し、より多くの土圧が降下床周辺地山に再配分される。その効果は、改良深さを厚くし降下床に近くなるほど、大きな沈下抑制効果が得られる。
- ⑤ 沈下抑制効果がより効果的に得られる地山改良の範囲とは、一次領域（降下床の下降と同一の挙動をする領域）および二次領域（一次領域に追従して挙動する領域）の範囲を地山改良し、かつ、二次領域と三次領域の不連続な境界線（すべり線）を包括するように改良幅を定めることが重要である。

第5章の参考文献

- 1) 足立紀尚・木村亮・岸田潔・小坂馨太・坂山安男：3次元降下床実験によるトンネル交差部の力学挙動，土木学会論文集，No. 638/III-49，土木学会，pp. 285-299，1999.
- 2) 足立紀尚・木村亮・岸田潔・伊藤浩志：トンネル掘削過程を考慮したトンネルおよび周辺地盤の力学挙動の解明，土木学会論文集，No. 694/III-57，土木学会，pp. 277-296，2001.
- 3) 菊本統・木村亮・岸田潔・足立紀尚：トンネル掘削時の力学挙動に関する3次元降下床実験とその数値解析，土木学会論文集，No. 750/III-65，pp. 145-158，土木学会，2003. 12.
- 4) 米山秀樹，指田健次，香川和夫，笹尾春夫：プレライニングの先受け支保機構に関する考察，土木学会第51回年次学術講演会，1996.9.
- 5) 村山朔郎・松岡 元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第187号，1971. 3.

第6章 事前地山改良によるトンネル沈下抑制効果に関する 数値解析

6.1 概要

東北新幹線における小土被り未固結地山のトンネル施工時の補助工法として、事前に地山を改良する工法が用いられている。これらの改良方法としては、開削した部分を事前混合処理改良土で置き換えて行う方法と直接原地盤でセメントと土を浅層混合処理、深層混合処理などで改良するものが組み合わせて用いられている¹⁾。この改良範囲については、トンネルの上半上部を対象としたものと、トンネルの上・下半部を対象としたものが行われている。上半上部を対象とした事前地山改良は牛鍵トンネル、上・下半部を対象とした事前地山改良は赤平トンネル、上北トンネルで採用し施工されている。

ここでは、上半上部を対象とした事前地山改良と上・下半部を対象とした事前地山改良について、それぞれトンネル掘削時の解析を行い、改良範囲の異なる事前地山改良工の挙動について述べる。

6.2 トンネル上半部を事前地山改良したケースの解析

6.2.1 解析ケース

解析ケースは、表-6.1 に示すように、地山改良をトンネルの上半上部までの範囲と上半部スプリングライン (S.L) までの範囲を選定し、改良なしを含め 7 ケースとした。改良体の強度は一軸圧縮強さを 0.5 N/mm^2 と 1.0 N/mm^2 とした。改良の方法は、トンネル天端付近はセメント系固化材を混合した改良土で造成し、トンネル肩部については現地での浅層攪拌混合方式による改良とした。

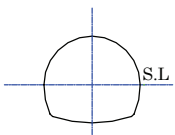
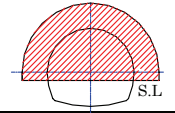
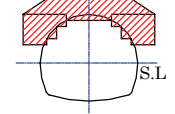
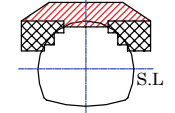
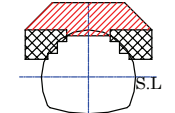
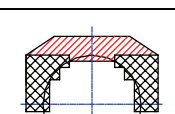
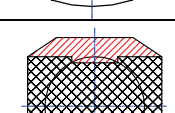
6.2.2 解析手法および条件

(1) 解析領域

2次元弾性有限要素法を用いて、数値解析を実施した。

解析領域は、土被り約 10 m として、深度方向 20 m 幅 45 m の範囲とした。図-6.1 に解析領域および境界条件を示す。

表-6.1 解析ケース（上半部）

種 別	改良範囲		天端 改良厚 m	改良高 m	改良強度 (qu) N/mm ²		改良形状
	上側	下側			天端	側壁	
ケース 1 改良なし							
ケース 2 上半全周 3m 幅改良	S.L.+8.25m	S.L.-0.75m	3.0	9.00	0.7		
ケース 3 上半上部 (a) 天端改良厚 2m 改良強度一定	S.L.+7.25m	S.L.+2.00m	2.0	5.25	1.0	1.0	
ケース 4 上半上部 (b) 天端改良厚 2m 改良強度変化	S.L.+7.25m	S.L.+2.00m	2.0	5.25	1.0	0.5	
ケース 5 上半上部 (c) 天端改良厚 3m 改良強度変化	S.L.+8.25m	S.L.+2.00m	3.0	6.25	1.0	0.5	
ケース 6 上半部 天端改良厚 2m 改良強度変化	S.L.+7.25m	S.L.-0.75m	2.0	8.00	1.0	0.5	
ケース 7 上半全断面 天端改良厚 2m 改良強度変化	S.L.+7.25m	S.L.-0.75m	2.0	8.00	1.0	0.5	

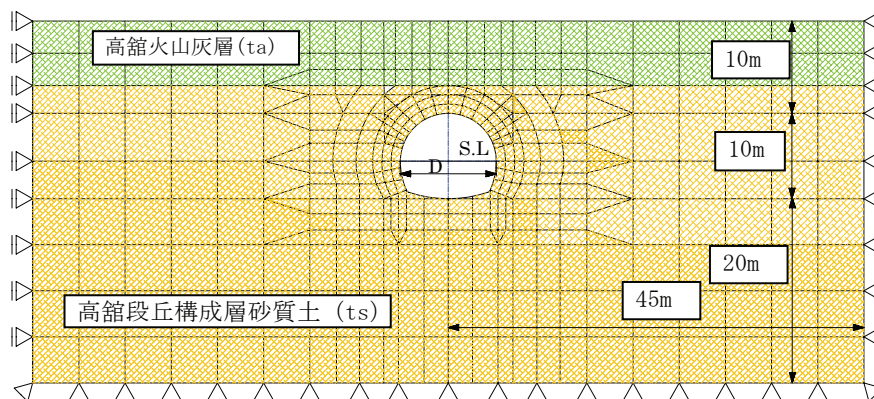


図-6.1 解析領域および境界条件

(2) 入力物性値

解析に使用した地山および支保の入力物性値を表-6.2, 表-6.3に示す。

表-6.2 地山入力物性値 (表-4.3 再掲)

名称			高館火山灰層 ta	高館段丘構成層 砂質土 ts	改良体	
					浅層混合処理	事前混合処理
変形係数	E	kN/m ²	3.5×10^3 *1)	2.0×10^4 *1)	5×10^4 *2)	10×10^4 *2)
単位体積重量	γ	kN/m ³	14 *3)	18 *3)	19 *4)	19 *4)
ポアソン比	ν		0.35 *5)	0.35 *5)	0.35 *5)	0.35 *5)
粘着力	C	kN/m ²	36 *6)	20 *6)	165 *7)	330 *7)
内部摩擦角	ϕ	°	0	30 *5)	30 *5)	30 *5)

注) *1) 文献²⁾ 表-5.1.1(1)平均値

*2) 文献³⁾ $E = 100 qu$

*3) 文献²⁾ 表野辺地層と高館段丘構成層との比較表参照

*4) 文献⁴⁾ 表-2.3 参照

*5) 文献⁵⁾ 表-8.4 S_1

*6) 文献²⁾ 表-5.1.4(1)深度 2.5m

*7) $qu=2C\cos\phi/(1-\sin\phi)$ より, $qu=1000$ (500) kN/m², $\phi=30^\circ$

表-6.3 支保入力物性値 (表-4.4 再掲)

名称			吹付けコンクリート	鋼製支保工	合成断面 *1)
弾性係数	E	kN/m ²	3.4×10^6 *2)	2.1×10^8	2.1×10^8
ポアソン比	ν		0.3	0.3	0.3
断面積	A	m ²	0.2	3.97×10^{-3}	7.21×10^{-3}
断面二次 モーメント	I	m ⁴	—	1.62×10^{-5}	1.62×10^{-5}
名称			インバート	ロックボルト	
弾性係数	E	kN/m ²	2.2×10^7 *3)	2.1×10^8	
ポアソン比	ν		0.3	0.3	
断面積	A	m ²	0.45	3.87×10^{-4}	
断面二次 モーメント	I	m ⁴	7.59×10^{-3}	—	

注) *1) 吹付けコンクリートと鋼製支保工の支保部材は、吹付けコンクリートは軸力のみ、鋼製支保工は軸力・曲げモーメントを負担するような鋼材の弾性係数を持った合成部材とする。

合成断面積 (A) = $(Ec \cdot Ac + Es \cdot As) / Es$

Ec : 吹付けコンクリートの弾性係数 Ac : 吹付けコンクリートの断面積

Es : 鋼製支保工の弾性係数 As : 鋼製支保工の断面積

*2) 文献⁵⁾ 表-5.1.4(1)深度 2.5m

*3) 文献⁶⁾ $f_{ck} = 18$ N/mm² として引用

側圧係数 K_0 は NATM 計測指針に基づき、土被り約 5m として算定した。

$$K_0 = 0.015 \times 5 + 0.25 = 0.325 \approx 0.35 \quad (6.1)$$

(3) トンネル掘削過程

解析ステップは、初期応力解析、上半切羽到達時（上半掘削）、上半掘削完了（上半支保）、インバート掘削時（下半掘削）、インバート掘削完了（下半支保）とした。

解析においては、掘削予定面の応力を逐次解放する方法を用い、その時の応力解放率は、鉄道構造物等設計標準・同解説都市部山岳工法トンネル⁹⁾などを参考とし、掘削時の応力解放率を40%、支保完了時に残りの60%を解放することとした。

6.2.3 数値解析結果

(1) 地表面沈下量

表-6.4 は改良形状と改良強度の組合せの地表面沈下量の解析結果を示したものである。

解析ケースの沈下量の抑制効果は、改良しない場合の沈下量 (S_0) を基準とし、改良したケースの沈下量 (S_n) の比とする沈下量抑制率 (R) で示す。沈下量抑制率が大きい場合は地山改良効果が高いことを表していることになる。

$$R = (1 - S_n / S_0) \times 100 \quad (\%) \quad (6.2)$$

ここに、 R : 沈下量抑制率

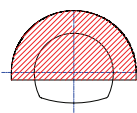
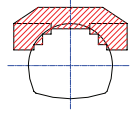
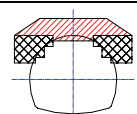
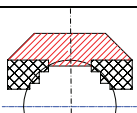
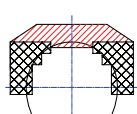
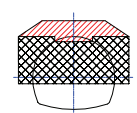
S_0 : 改良しない場合の沈下量

S_n : 改良した場合の沈下量

地表面最大沈下量は、改良範囲が上半上部までの場合と S.L までの場合で区分し示す。上半切羽到達時では、改良なしの場合は 34 mm に対し、改良範囲が上半上部までの 3 ケース (ケース 3, ケース 4, ケース 5) では 20 mm～23 mm の範囲、改良範囲が上半部までの 3 ケース (ケース 2, ケース 6, ケース 7) は 15 mm～17 mm の範囲となり、改良範囲を広げることにより沈下量は小さくなっている。インバート完了時には、上半切羽到達時に比べて沈下量の値は大きくなるが、沈下量の減少傾向は同様である。地表面沈下量抑制率でみると、上半切羽到達時では、改良範囲が上半上部までの 3 ケースは 32%～41%の範囲、改良範囲が S.L までの上半部の 3 ケースは 50%～56%の範囲となり、上半部まで改良範囲を広げることにより、沈下量の抑制効果が向上することが認められる。更に、インバート完了時については、改良範囲が上半上部までの 3 ケースは 26%～36%の範囲、改良範囲が上半部の 3 ケースは 43%～55%範囲となり、上半部まで改良範囲を広げることにより、沈下量の抑制効果が向上することが認められる。

側部の改良強度の与える影響について上半上部改良のケースで比較すると、ケース 3 は 1 N/mm²、ケース 4 は 0.5 N/mm²であるが抑制率の差は小さく明確でない。また、天端厚の影響について上半上部改良のケースで比較すると、ケース 5 はケース 4 の天端厚を 1 m 増加したものであるが、沈下量抑制率は 6～8 %と大きくなる。上半部改良の場合の側部の改良強度及び改良幅については、ケース 2 とケース 7 で比較すると、沈下量抑制率はケース 2 の側部の改良強度が大きく改良厚さが大きい場合が約 4～6 %と大きくなっている。

表-6.4 地表面沈下量の変化

ケース	改良形状	上半切羽到達時 最大地表面沈下量 (mm)	インバート完了後 最大地表面沈下量 (mm)	地表面沈下量抑制率 (%)	
				上半切羽到達時	インバート完了後
ケース 1 地山改良なし		34	47	—	—
ケース 2 上半全周 3 m 幅改良, 改良強度 $q_u = 1 \text{ N/mm}^2$		15	21	56	55
ケース 3 上半上部(a) 天端改良厚 2 m 改良強度 $q_u = 1 \text{ N/mm}^2$		23	35	32	26
ケース 4 上半上部(b) 天端改良厚 2 m 改良強度変化 天端 $q_u = 1 \text{ N/mm}^2$ 肩部 $q_u = 0.5 \text{ N/mm}^2$		22	34	35	28
ケース 5 上半上部(c) 天端改良厚 3 m 改良強度変化 天端 $q_u = 1 \text{ N/mm}^2$ 肩部 $q_u = 0.5 \text{ N/mm}^2$		20	30	41	36
ケース 6 上半部 天端改良厚 2 m 改良強度変化 天端 $q_u = 1 \text{ N/mm}^2$ 側壁 $q_u = 0.5 \text{ N/mm}^2$		17	27	50	43
ケース 7 上半全断面 天端改良厚 2 m 改良強度変化 天端 $q_u = 1 \text{ N/mm}^2$ 側壁 $q_u = 0.5 \text{ N/mm}^2$		17	23	50	51

(2) 安全率による検討

地山の破壊領域はモール・クーロンの破壊規準に基づいた安全率で評価する。図-6.2 はモール・クーロンの破壊規準を示したものである。安全率 (F_s) は式 6.3 で表され、安全率 (F_s) が 1 以上であれば地山は破壊しないと考える

$$F_s = \min(D_1/d, D_2/d) \quad (6.3)$$

ここに, F_s : 安全率

d : $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$

D_1, D_2 : モールの応力円の中心からクーロンの破壊規準までの距離

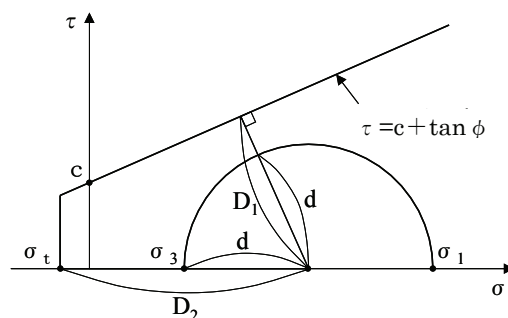
図-6.2 2次元モール・クーロンにおける破壊規準⁸⁾

図-6.3 は、表-6.1 の解析ケースの上半到達時の安全率の分布を示したものである。

ケース 1 の場合、トンネル肩部から斜め 45 度上方向地山に安全率が 1.0～1.4 と小さいゾーンが発生している。また、側壁肩部から下方と側壁下端部は、安全率は 1.0 以下となる塑性領域が発生している。

ケース 2 では、掘削部は改良体で囲まれており改良体の安全率は、掘削底面も含め均一に 2.4 以上確保され安定している。ケース 1 で生じている肩部から斜め 45 度上方向地山の安全率の低下しているゾーンでは、改良体は 2.4 以上の安全率で、改良体に接している地山の安全率も 1.2 以上である。側壁下端部は、安全率は 1.0 以下となる塑性領域が発生している。

ケース 3 では、掘削面の改良体の安全率は全体的に 2.4 以上で、肩部から斜め 45 度上方向の改良体に接している地山の安全率も 1.4 以上である。安全率の小さい領域は改良体脚部の地山と側壁下端部であり、部分的に安全率が 1.0 以下となる塑性領域が発生している。

ケース 4 では、ケース 3 の側壁部の改良強度を 0.5 N/mm²に変化させたものである。改良体脚部での安全率は 1.2～2.4 となり、ケース 3 の改良体脚部より低下が見られる。安全率の小さい領域は未改良部の改良体脚部の地山と側壁下端部であり、部分的に安全率が 1.0 以下となる塑性領域が発生し、その中でも改良体脚部の側壁部に安全率 0.8 の部分が生じている。

ケース 5 は、ケース 4 の天端厚を 3 m に変化させたケースである。改良体の安全率の分布はケース 4 と同じで変化がない。安全率の小さい領域は、ケース 4 の安全領域にとほぼ同じであるが、側壁下端部に安全率 0.8 部分が新たに生じている。天端の改良厚を変化させた効果はみられない。

ケース 6 では、掘削面の改良体の安全率は、肩部から側壁部下端にかけて改良体全体に低下し側壁下端内空側で 1.2 程度となる。安全率の小さい領域は側壁下端部の改良体脚部の地山で安全率が 1.0 以下となる塑性領域が発生している。上半掘削時の安定性は確保されている。

ケース 7 では、改良体の安全率はケース 6 と同じで 1.2 以上である。安全率の小さい領域は側壁下端部の改良体脚部の地山で安全率が 1.0 以下となる塑性領域が発生し、その中の一部に安全率 0.8 の部分が生じている。

以上より、上半切羽到達時の地山改良の効果について考察を加える。地山改良により、改良なしの場合の肩部から側壁部の安全率 1 前後の部分は改良体に置き換わり安全率 2.4 以上となっており掘削時の安定性の効果は高い。側部の改良強度については、ケース 3 は 1 N/mm²でケ

ケース4を1/2下げたものであるが、改良強度を低下させると改良体下端部の内空側に安全率の低下が見られるが、安全率は2.2以上確保されている。いずれの改良強度でも一定の効果が確認できる。改良体の天端厚については、ケース4は2mでケース5を3mとしたものであるが、その効果はみられない。改良範囲を上半部に行ったケース6とケース7では、改良体の安全率は1.2以上確保され、上半全断面掘削時の安定性は高い。また、改良範囲を掘削範囲全体含め行った場合では掘削底面でも大きな安全率を確保できている。

つぎに、インバート完了時の安全率の分布を図-6.4に示す。各ケースの挙動は次のとおりである。

ケース1の場合、下半掘削により、安全率の小さい領域は上半掘削時からさらに拡大し、不安定となる領域が多くなる。特に、下半側壁下部とインバート部では部分的に安全率が0.8となる塑性領域が生じている。

ケース2では、上半底面の改良体の掘削に伴い、改良体の安全率は、脚部内空側が部分的に1.4と低下しているが、その他は上半到達時とほぼ同じ安全率で保持される。また、上半部肩部の改良体と接する地山では、安全率が1.0～1.4の領域が拡大している。下半部では、安全率の小さい領域は改良体脚部・下半側壁下端部とインバート部の地山で安全率が1.0以下となる塑性領域が発生し、その中の一部は安全率0.8となっている。

ケース3からケース5では、改良体の改良強度と天端厚を変化させたものであるが、下半部掘削時の安全率の変化はほぼ同じである。改良体の安全率は、上半到達時とほぼ同じ安全率で保持される。また、上半部肩部の改良体と接する地山では、安全率が1.0～1.4の領域が拡大している。改良体脚部から下半下部では、安全率の小さい領域は改良体脚部・下半側壁下端部とインバート部の地山で安全率が1.0以下となる塑性領域が発生し、その中の一部は安全率0.8となっている。

ケース6とケース7では、改良体の安全率は、上半上部から下端にかけて改良体全体に低下し2.0～2.4となり、特に、改良体の側壁下端内空側では1.0程度と影響が大きい。また、上半部肩部の改良体と接する地山では、安全率が1.0～1.4の領域が拡大している。下半部では、安全率の小さい領域は改良体脚部・下半側壁下端部とインバート部の地山で安全率が1.0以下となる塑性領域が発生し、その中の一部は安全率0.8となっている。

以上よりインバート完了時の地山改良の効果について考察を加える。トンネル下半部の掘削により下半側壁部・インバートの地山の安全率は1以下の塑性領域が拡大し、その中で0.8程度に低下する部分がある。上半上部までの地山改良の場合、下半掘削による地山改良体内の安全率の変化は小さい。上半部肩部の改良体と接する地山では下半掘削により安全率1.0～1.4の領域が拡大する。下半部については、安全率の小さい領域は改良体脚部・下半側壁下端部とインバート部の地山で安全率が1.0以下となる塑性領域が発生し、その中の一部は安全率0.8となっている。上半上部の改良のいずれのケースも下半掘削による安全率の変化は同じである。上半部改良の場合、改良体側壁部の安全率が低下する。上半上部の地山部分の安全率が低下し、下半部側壁・インバートの安全率が1以下となる塑性領域が発生し、安全率0.8となる部分がある。

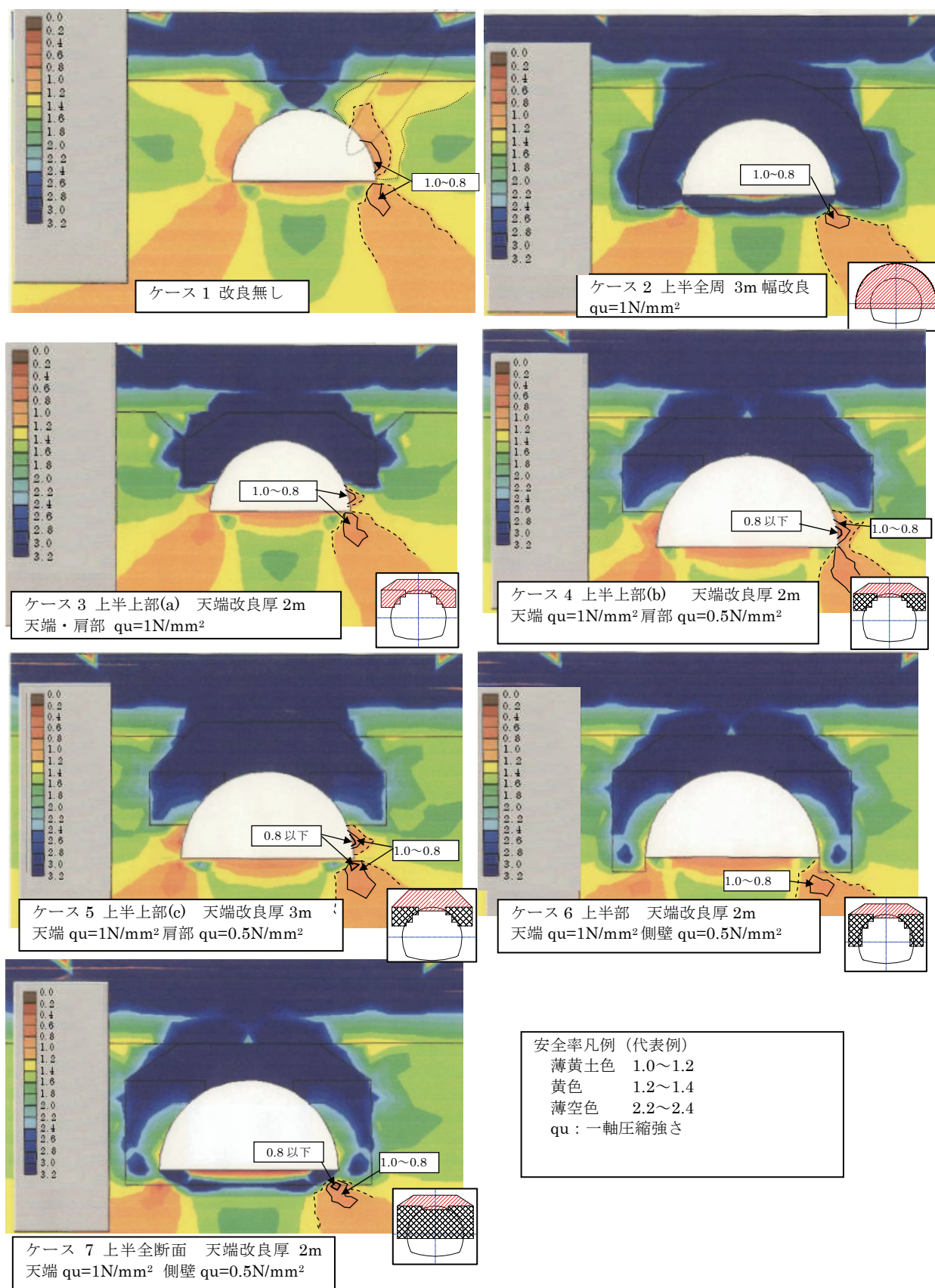


図-6.3 上半切羽到達時の安全率分布

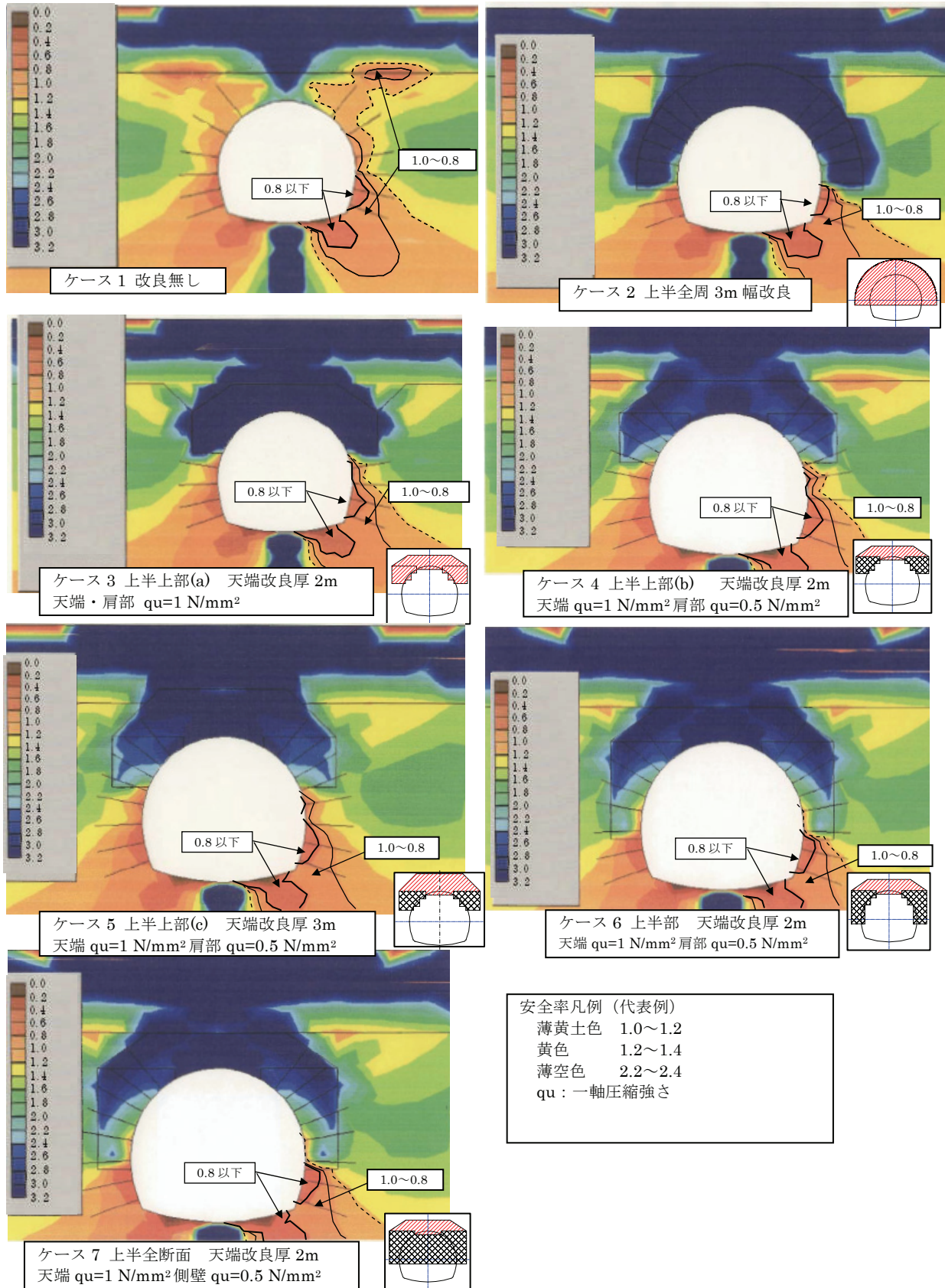


図-6.4 インバート完了時の安全率分布

(3) ひずみによる検討

地山の安定度はせん断ひずみで評価する．せん断ひずみが限界せん断ひずみを超えた場合に地山が崩壊した状態と判断する．限界ひずみは，桜井が示した限界ひずみと弾性係数の関係⁹⁾に従えば，せん断ひずみの値により「やや不安定」「不安定」，「崩壊」と評価している．トンネルの位置する地層は高館段丘構成層砂質土(ts)である．表-6.5 にせん断ひずみの評価値を示す．

表-6.5 せん断ひずみの評価値

地質・改良体	変形係数 (E)kN/m ²	やや不安定	不安定	崩壊
高館段丘構成層(ts)	2.0×10^4	0.29～0.68 %未満	0.68 ～1.6 %未満	1.6 %以上
野辺地層粘性土(Noc)	1.0×10^4	0.35～0.81 %未満	0.81～1.9 %未満	1.9 %以上
浅層混合処理	5.0×10^4	0.23～0.54 %未満	0.54～1.27 %未満	1.27 %以上
事前混合処理	1.0×10^5	0.19～0.46 %未満	0.46～1.07 %未満	1.07 %以上

注) 地山および改良体の変形係数は，表-6.2 による．

上半到達時のせん断ひずみを図-6.5 に示す．

ケース 1 の場合，肩部から側壁下端にかけて地山のせん断ひずみが 1 %を超える部分が広い範囲で生じ，局部的に 1.2～1.4 %のせん断ひずみが生じ，不安定となっている．

ケース 2 は，上半の周辺地山のせん断ひずみは 0.4 未満で安定している．改良体は側壁部下端で局部的に 0.6 %以上のせん断ひずみが発生しており，やや不安定となっている．

ケース 3～5 は，改良体のせん断ひずみは側壁下部で局部的に 0.6 %以下の領域があり，やや不安定となっている．地山については，改良体に接する周辺地山のせん断ひずみは 0.4 未満でやや不安定となっている．しかし，改良体脚部のせん断ひずみは広い領域で 1 %以上となり，内空側で局部的に 1.2～1.4 %のせん断ひずみが生じ，不安定領域のひずみとなっている．

ケース 6 およびケース 7 については，上半の周辺地山のせん断ひずみは 0.4 未満で安定している．改良体は側壁部下端で局部的に 0.6 %以上のせん断ひずみが発生しており，不安定となっている．

以上より，上半到達時のせん断ひずみの発生状況について考察を加える．地山改良無しの場合は，地山の広い範囲で 1%を超えるせん断ひずみが発生し，地山が不安定となっている．地山改良を上半上部の範囲で行った場合には，改良体周辺地山のせん断ひずみは小さく地山は安定しているが，改良体脚部の地山では広い範囲で 1 %以上のせん断ひずみが生じ，地山は不安定となっている．

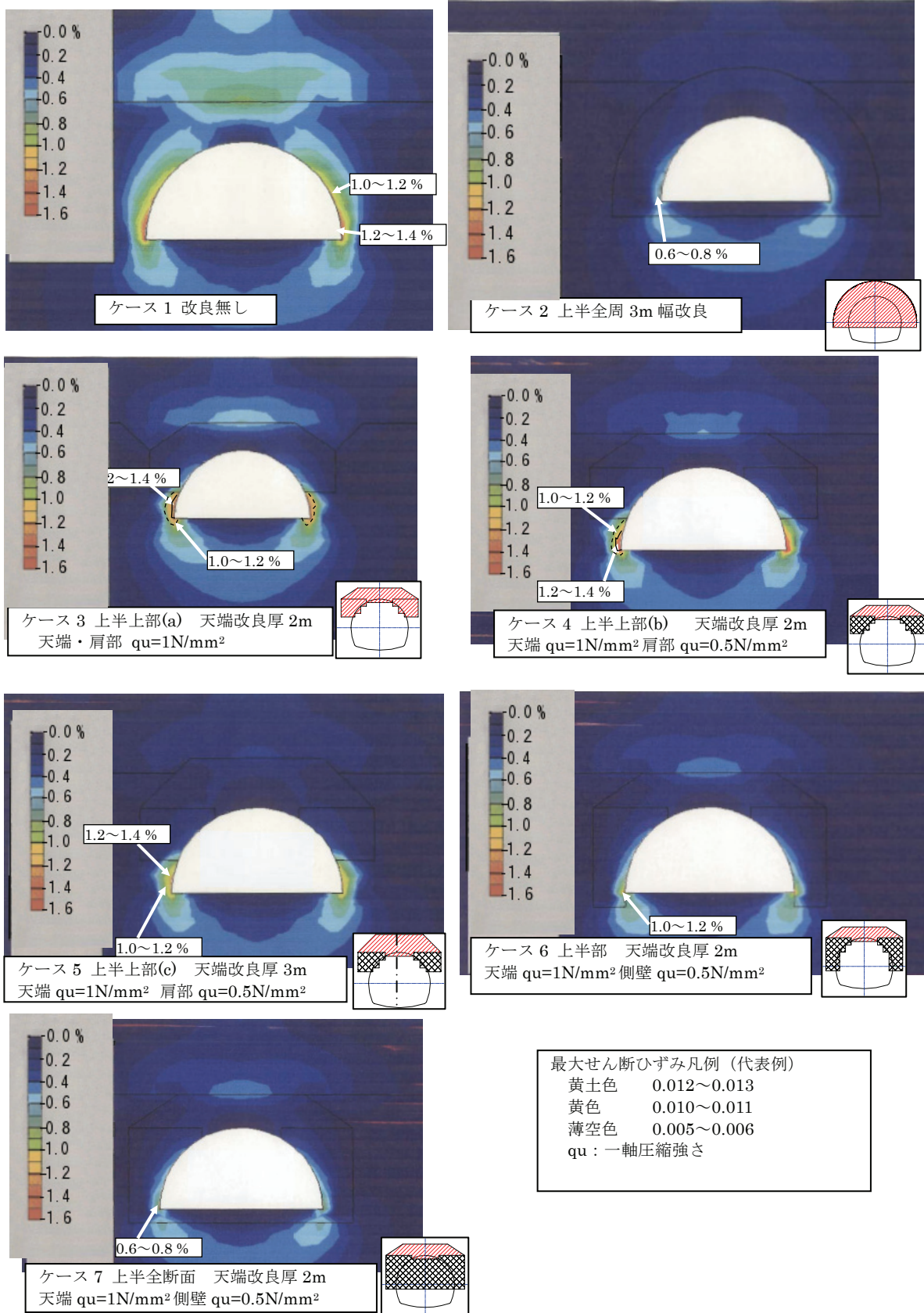


図-6.5 上半切羽到達時の最大せん断ひずみ分布

6.2.4 上半部を事前地山改良した場合の沈下の挙動

地表面沈下量は、地山改良をすることより地山改良無しの場合に比べて大きく低減できる。また、地山改良範囲を上半上部から上半部全体に拡大するほど沈下量は小さくなり、地山改良による沈下量の低減効果が大きくなる。

図-6.6 は、地山改良無しのケースと地山改良をしたケースの上半掘削時の安全率の変化を示したものである。上半上部の地山改良ケースでは、改良体の 45° 上方向のすべり線付近の安全率は改良前に比べて著しく改善されていることがわかる。この結果、計測でみられるような上半掘削時の地表面沈下量の低減効果になっているものと考えられる。この沈下の抑制は、上半上部 45° 上方向のすべり線周辺地山の改良体により、掘削時に解放された荷重を支持し、改良体内のグラウンドアーチにより両端部の地山に伝達し、支持させることにより行われているものと考えられる。しかし、この伝達荷重を支持する改良体脚部の地山は、安全率 1.0 以下の不安定な部分が生じ、せん断すべりが発生し、上半上部 45° 上方向にも新たに安全率の低下部分が生じている。この改良体脚部の地山の安全率は、改良無しの場合より小さくなっていることより、改良体のグラウンドアーチ支持部の荷重が増加しているものと考えられる。また、せん断ひずみについてみると、改良体脚部の内空側の地山のせん断ひずみは約 1.2～1.4 % であり、限界ひずみ 1.6 % に近い値となっている（図-6.5 ケース 4）。

これらのことより、計測でみられた上半掘削時のとも下がりの沈下は、この改良体脚部の地山の不安定に起因しているものと考えられる。このため、沈下量の制限値に応じ、改良体脚部の地山については、補強対策や地山の改良範囲について考慮する必要がある。

一方、上半部を改良した場合、改良体周辺地山の安全率は、上半上部改良より大きく改善されている。この沈下の抑制は、グラウンドアーチの支持部が掘削面以下のすべり線外側の地山となっていることと掘削面が改良体で拘束されていることによるものと考えられる。この効果により、改良体周辺地山の安全率の低下が少なく沈下量の減少効果が大きいものと考えられる。

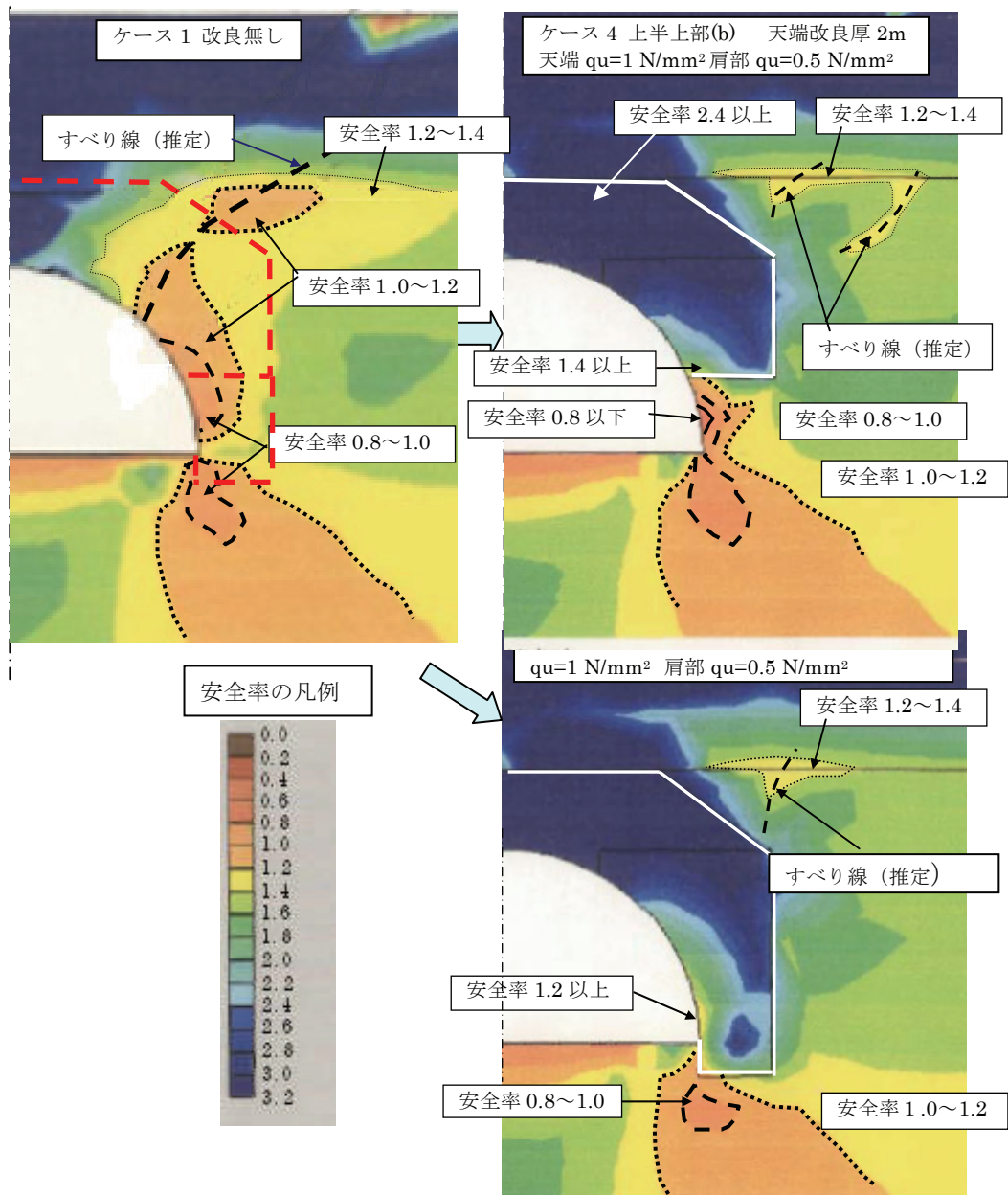


図-6.6 上半掘削時の安全率の比較（上半上部・上半部）

図-6.7 は、地山改良をした場合の下半掘削時の安全率の分布の変化を示したものである。

上半上部を地山改良したケースでは、下半掘削により下半部の掘削面付近の地山の安全率は 0.8 以下と著しく小さく地山は不安定である。また、上半上部 45° 上方向の地山の安全率も上半掘削時に比べて 1.0~1.2 と低下し、かつ、安全率の低下した範囲も広くなる。

上半部を地山改良したケースでは、下半掘削により下半部の掘削面付近の地山の安全率は 0.8 以下と著しく小さく地山は不安定であるが、上半上部改良に比べて安全率の小さい範囲は少なくなっている。また、上半上部 45° 上方向の地山の安全率も上半掘削時に比べて低下し、かつ、安全率の低下した範囲も広くなる。上半上部改良に比べて沈下量の抑制効果が大きくな

っているが、これは、改良体による地山の拘束範囲を大きくした効果と考えられる。

上半部改良体の掘削時のとも下がり沈下は、上半掘削時の改良体脚部の地山の安定率の低下、下半掘削時の掘削面の安全率の低下により、改良体支持部の地山が不安定領域となり、せん断すべりが生じ全体的な沈下となっているものと考えられる。このため、沈下量の制限値に応じ、補強対策や改良範囲の設定を考慮しておく必要がある。補強対策としては、サイドパイルの施工例がある。

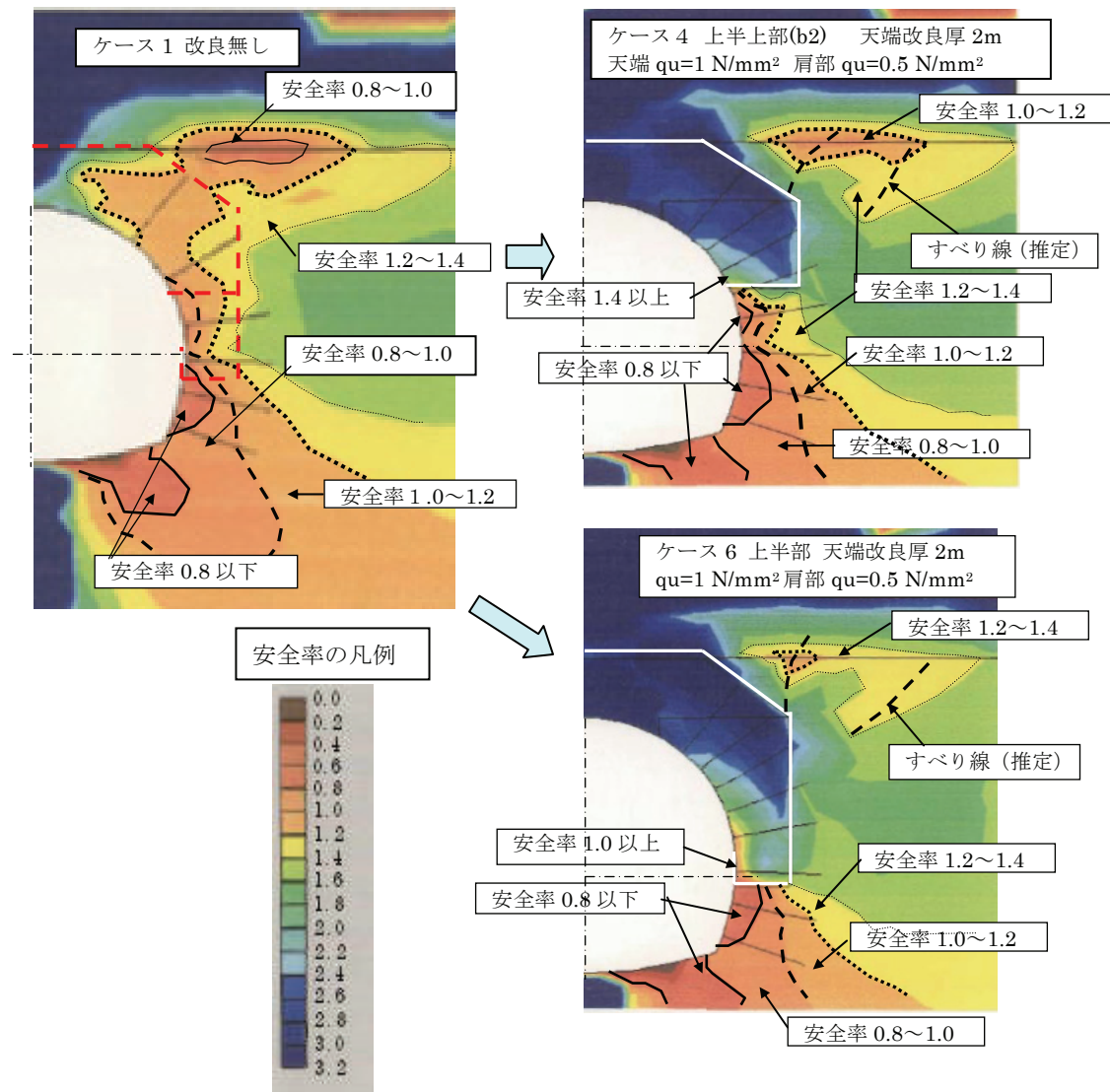


図-6.7 下半掘削時の安全率の比較（上半上部・上半部）

6.3 トンネル上・下半部を事前地山改良したケースの解析

6.3.1 解析ケース

解析ケースは、牛鍵トンネル、赤平トンネル、上北トンネルの施工例を参考に、基本ケース（Case_0）として地山改良を施していない場合と表-6.6に示す5ケースとした。解析断面は、図-6.8に示す牛鍵トンネルの断面を使用した。

表-6.6 解析ケース

		事前混合処理 浅層混合処理 深層混合処理				
概要		Case_1	Case_2	Case_3	Case_4	Case_5
参考現場		錦ヶ丘トンネル 上北トンネル	牛鍵トンネル	上北トンネル	赤平トンネル	—
改良範囲		上・下半部	上半上部	上・下半部	上・下半部	上・下半部
改良強度 (N/mm ²)	事前混合		1.0	1.0		
	浅層混合		0.5	0.5	1.0	
	深層混合	0.5				1.0

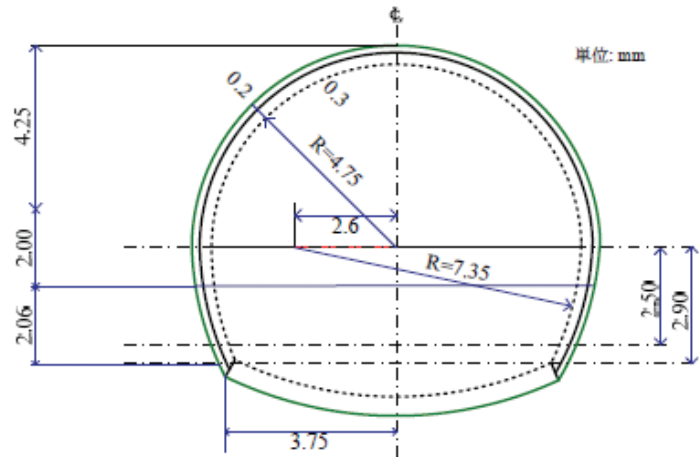


図-6.8 牛鍵トンネルの断面

6.3.2 解析手法および条件

(1) 解析領域

数値解析は2次元弾塑性有限要素法を用いて実施した。

解析領域は、下方領域を $4D$ 、側方領域を $5.5D$ とした（ D はトンネル外径である）。図-6.9に解析領域および境界条件を示す。領域分割は、初期状態10556要素、上半掘削過程で10166要素、下半掘削過程で9736要素である。節点はいずれも10757個である。

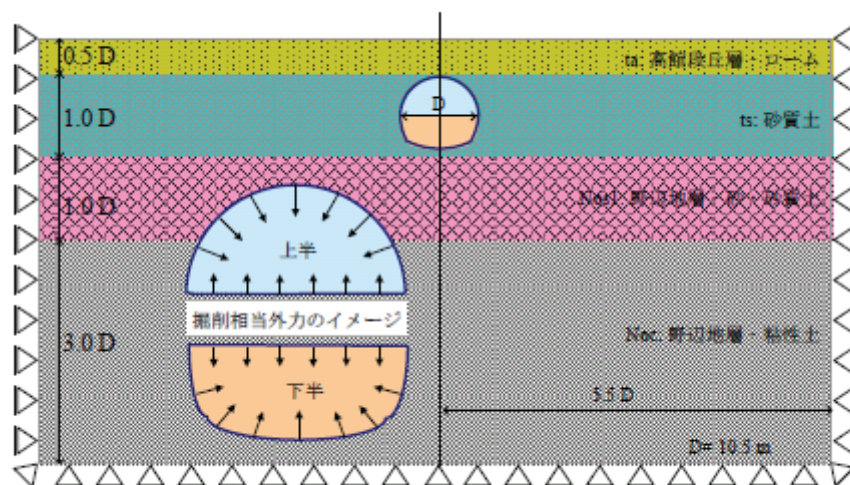


図-6.9 解析領域および境界条件

(2) 構成モデルと入力物性値

トンネル掘削の解析（地盤の応力・変形解析）を適切に行うためには、土の材料特性を適切に表現できる構成モデルを用いる必要がある。ここでは、地盤を弾塑性体として定式化した構成式 subloading t_{ij} model¹⁰⁾を使用した。

解析に用いるパラメータは、密度 ρ 、ポアソン比 ν 、間隙比 e_0 、破壊時の主応力比 M_f 、密度項 α 、応力・ダイレイタンスパラメータ β 、圧密指数 λ 、膨潤指数 κ 、過圧密比OCR 等がある。しかしながら、現場データは密度 ρ しかなかったため、他のパラメータは経験式および過去の研究を参考として決定した。

破壊時の主応力比 M_f 、ポアソン比 ν 、間隙比 e_0 は、高館段丘層ロームは $I_p = 40$ 、野辺地層粘性土は $I_p = 10$ 、高館段丘構成層砂質土は $\phi = 26^\circ$ 、野辺地層の砂・砂質土 $\phi = 36^\circ$ と仮定した上、Iizuka & Ohta¹¹⁾の方法により決定した。他パラメータは参考文献¹²⁾の値を準用した。表-6.7に本解析で用いた、各地層のパラメータを示す。

表-6.7 地盤材料および材料定数

種類 定数	高館段丘層ローム ta	高館段丘層砂質土 ts	野辺地層砂・砂質土 Nos1	野辺地層粘性土 Noc
単位堆積重量 (kN/m^3)	16.1	18.1	18.3	15.5
破壊時の主応力比 M_f ¹¹⁾	2.6	2.6	3.9	3.7
ポアソン比 ν ¹¹⁾	0.36	0.36	0.30	0.30
静止土圧係数 K_0 ¹¹⁾	0.56	0.56	0.41	0.42
間隙比 e_0	1.3	1.3	0.4	0.5
β (stress-dilatancy) ¹²⁾	1.5	2	2	1.5
α (ANN) parameter ¹²⁾	500	500	500	500
OCR (仮定)	5	5	5	5
圧縮指数 λ ¹³⁾	0.115	0.070	0.070	0.073
膨潤指数 κ ¹³⁾	0.025	0.005	0.005	0.016

改良地盤は、弾性体としてモデル化した。ヤング率 E は一軸圧縮強さ qu より、式6.4、式6.5を用いて算出した¹⁴⁾。地山を改良する際、固化材の添加量は表-6.8¹⁵⁾に示すように、 50 kg/m^3 と小さい。ゆえに、本解析では簡単のため改良前後地盤の単位体積が変化しないと仮定した。

$$N = qu \times 8/100 \quad (6.4)$$

$$E = 2800 \times N \quad (\text{k N/m}^2) \quad (6.5)$$

ここで、 N は N 値、 E はヤング率、 qu は地盤の一軸圧縮強さである。

鋼製支保工および吹付けコンクリートのモデル化は便宜上、吹付けコンクリートと鋼製支保工を一体化させて合成はり（弾性Beam）とした。この時、式6.6、式6.7を用いて合成はりの等価弾性係数および等価断面二次モーメントを求めた。

$$Ee = (Ec \cdot Ac + Es \cdot As) / A \quad (\text{合成梁の等価弾性係数}) \quad (6.6)$$

$$Ie = (Ec \cdot Ic + Es \cdot Is) / Ee \quad (\text{合成梁の等価2次モーメント}) \quad (6.7)$$

ここで、 Ec と Es はそれぞれ吹付けコンクリートおよび鋼製支保工の弾性係数

Ac と As はそれぞれ吹付けコンクリートおよび鋼製支保工の断面積

Ic と Is はそれぞれ吹付けコンクリートおよび鋼製支保工の断面二次モーメント

$$A = Ac + As$$

鋼製支保工の弾性係数は $2.1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$

吹付けコンクリートの弾性係数は $4.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

表-6.8 地盤改良スペック¹⁵⁾

工法	改良目標強度 (N/mm^2)	固化材添加量 (kg/m^3)
浅層混合処理	0.5	50 (粘性土)
		90 (砂質土)
事前混合処理	1.0	50 (山砂)

表-6.9に単位奥行きあたりの合成はりの剛性を示す。諸値は牛鍵トンネルの断面を用いた。

表-6.9 吹付けコンクリートおよび鋼製支保工の剛性

①鋼製支保工				②吹付けコンクリート			①+②	
サイズ	建込みピッチ (m)	$Es \cdot As$ (MN)	$Es \cdot Is$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)	厚さ (mm)	$Ec \cdot Ac$ (MN)	$Ec \cdot Ic$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)	$Ee \cdot A$ (MN)	$Ee \cdot Ie$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)
H-150	1.0	630	1,760	200	800	2,670	1,430	4,430

(3) トンネル掘削過程

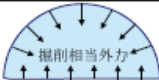
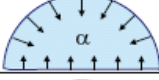
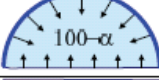
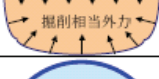
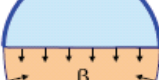
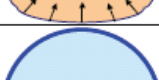
トンネルのような線形構造物では、2次元の平面ひずみ状態で表現することが可能となる。ただし、トンネル掘削解析においては、切羽近傍の3次元挙動を表現する必要がある。その解決策として、切羽の進行を考慮して掘削相当外力を徐々に解放することで模擬的に3次元効果を表現

する手法がとられる。

具体的には、3次元解析によって得られるトンネル内空変位に2次元解析の変位を一致させるように掘削相当外力を調整するもので、変位特性曲線を用いる考え方が多い。ここでは、実現場での沈下を表現するため、トンネル内空変位の現場計測値に解析結果を一致させるように、応力解放率 α （上半掘削時）および β （下半掘削時）を調整することとした。表-6.10に解放率設定の手順を示す。

図-6.10は現場での内空変位実測値と応力解放値率を $\alpha = 40\%$ 、 $\beta = 15\%$ とした場合の内空変位の解析値を示したものである。現場データとほぼ同じ傾向であり、ここでは、 $\alpha = 40\%$ 、 $\beta = 15\%$ として解析を行う。

表-6.10 応力解放値解析手順

解析ステージ	施工過程	イメージ	工期(day)
Stage 1	初期状態 (初期応力解析)		
Stage 2	上半掘削 相当外力		
Stage 3	上半切羽到達 先行沈下		4
Stage 4	上半支保工 吹付けコンクリート ↓ 上半掘削完了		26
Stage 5	下半掘削相当外力		
Stage 6	下半切羽到達 先行沈下		2
Stage 7	下半支保工 吹付けコンクリート ↓ 下半掘削完了		10

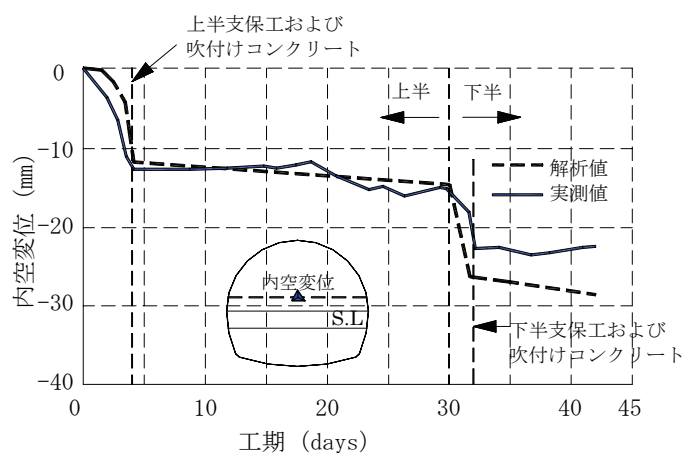


図-6.10 内空変位の経時変化

6.3.3 数値解析結果

(1) 全体の改良強度による差異 - 改良強度を1/2とした場合 (Case_1 と Case_5)

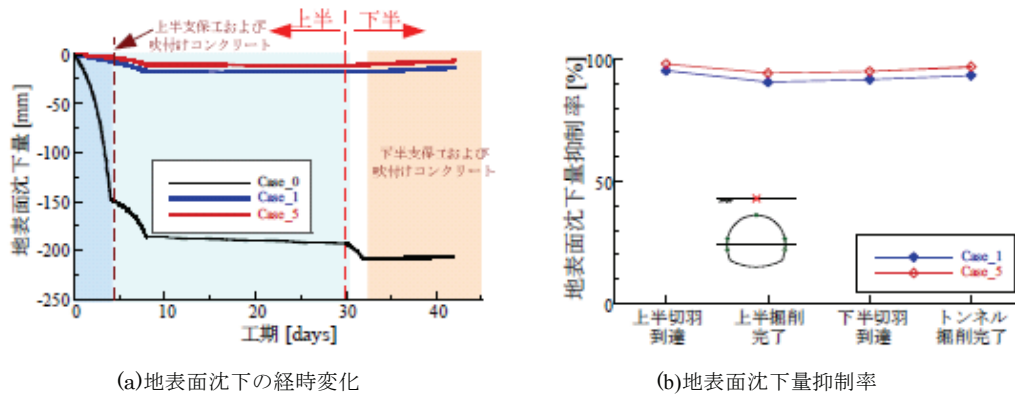
ここでは、トンネル上・下半部を改良したCase_1 とCase_5 について改良強度を1/2にした時のトンネル掘削時の沈下および地盤に及ぼす影響について検討した。

a) 地表面およびトンネルの沈下量

図-6.11 に、Case_1 とCase_5 の地表面沈下の経時変化と上半掘削到達時、上半掘削完了時、下半切羽到達時、トンネル掘削完了時の地表面沈下量抑制率を示す。地表面沈下量抑制率 ($1 - S_1/S_0$) は、地盤を改良した各ケースでの地表面沈下量 (S_1) を、改良しない場合の地表面沈下量 (S_0) の比とし地表面沈下量に対する百分率で計算する。沈下量抑制率が大きい場合は地山改良効果が高いことを表していることになる。上半脚部の沈下および天端の沈下の経時変化と沈下量抑制率について図-6.12、図-6.13 に示す。

地盤改良を行うことにより、地表面およびトンネル脚部と天端の沈下を大幅に抑制することができる。特に、上半掘削時の先行沈下（掘削開始から上半支保工および吹付けコンクリート設置時まで）に対する効果が顕著である。いずれの項目に対しても、地山改良を行うことにより沈下を約70 %以上低減することができる。

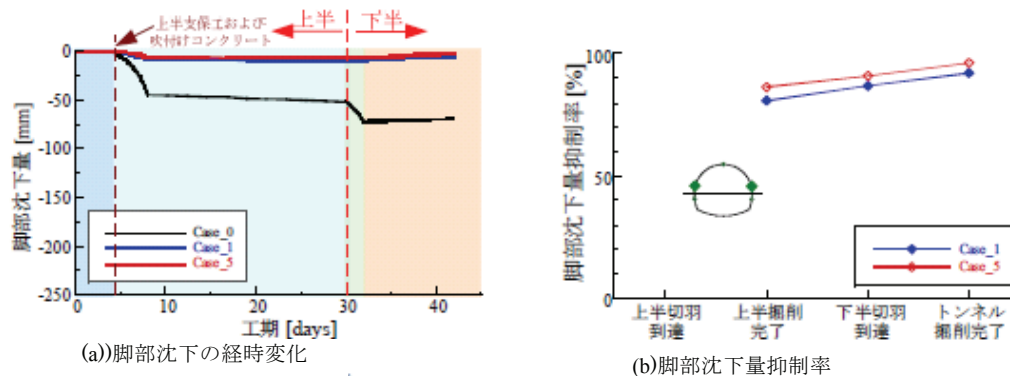
さらに、改良強度の差異に着目すると、改良強度が大きいほど沈下抑制効果が大きくなることを確認できる。改良強度を0.5 N/mm² から1.0 N/mm²と2 倍にすることにより、地表面沈下を約5 %、脚部および天端の沈下を約10 %抑制することができる。



(a)地表面沈下の経時変化

(b)地表面沈下量抑制率

図-6.11 地表面沈下の経時変化と沈下量抑制率 (Case_1、Case_5)



(a)脚部沈下の経時変化

(b)脚部沈下量抑制率

図-6.12 脚部沈下の経時変化および沈下量抑制率 (Case_1、Case_5)

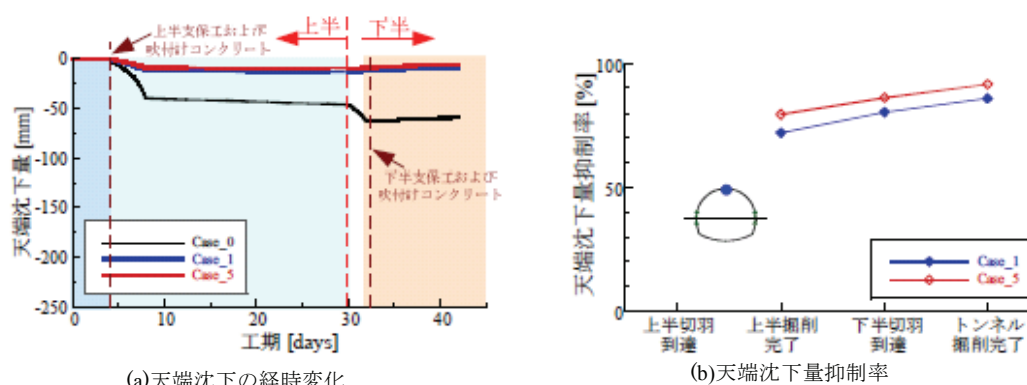


図-6.13 天端沈下の経時変化および沈下量抑制率 (Case_1、Case_5)

つぎに、各施工段階でのトンネル横断面方向の地表面沈下量の状況を図-6.14に示す。経時変化と同様に断面各部において、地盤改良を行うことにより地表面沈下が大きく抑制され、かつ、地表面沈下が大きく生じる影響範囲も小さくなっている。

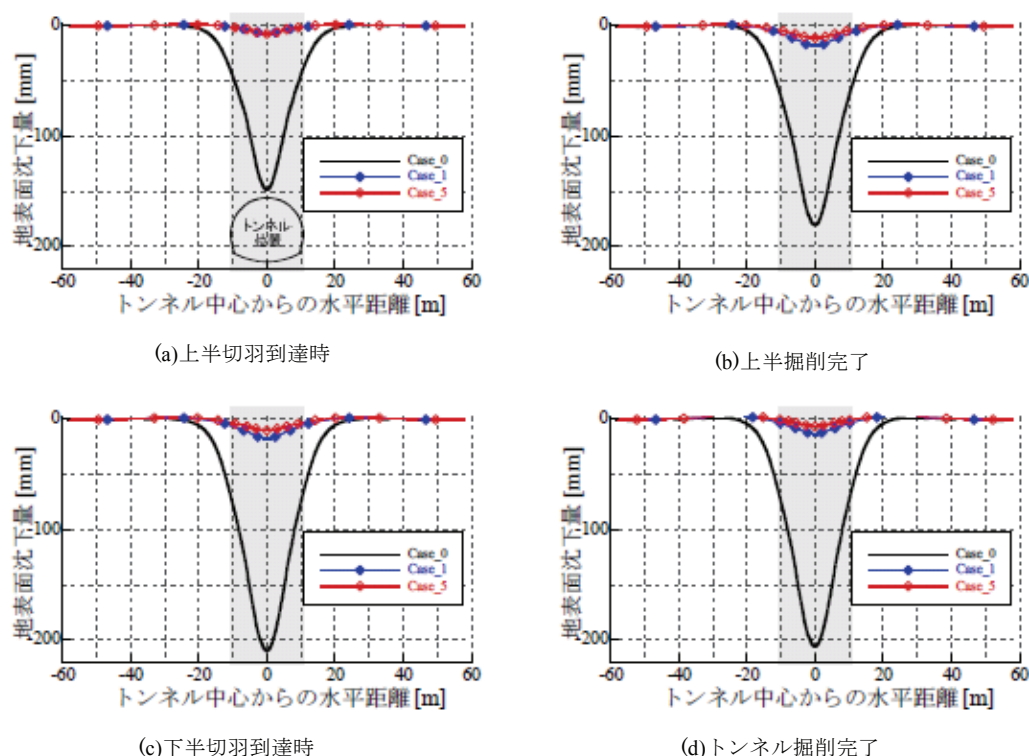


図-6.14 地表横断面沈下量分布 (Case_1、Case_5)

b) 地盤の力学挙動

地盤内部の挙動について、図-6.15は各ケースでの施工段階での鉛直変位分布、図-6.16は各ケースでの施工段階でのせん断ひずみ分布を示したものである。この図は、表-6.10に示した解析ステージStage3, Stage4, Stage6, Stage7までの上半切羽到達からトンネル掘削完了までの変化量である。

これより、地山改良を施していない場合、上半掘削時、トンネル上部地盤は大きく沈下する。地山改良を行うことにより、その沈下は大きく収まっている。さらに、改良強度が大きいほうがその効果が大きくなっている。また、地盤改良を施したケースでは、下半掘削時には、トンネル周辺地盤がわずかながら隆起する結果が見られる。これは、下半に作用する掘削相当外力が上向きであるため、トンネルと改良体を上向きに引張るためであると考えられる。

一方、せん断ひずみについては、地山改良を施していない場合、上半、下半掘削時にトンネル脚部から大きいせん断ひずみが生じ、地表面まで発達する。地山改良を行うことにより、せん断ひずみは小さくなり、地表面まで発達しなくなり、掘削の進行に伴い下方向地盤に発生する。改良強度を上げると上半掘削時のひずみは小さくなる。上・下半部改良を行うことにより側部のせん断ひずみが抑制され、主として下方向地盤にせん断ひずみが発生する状況になるため沈下が抑制されるものと考えられる。

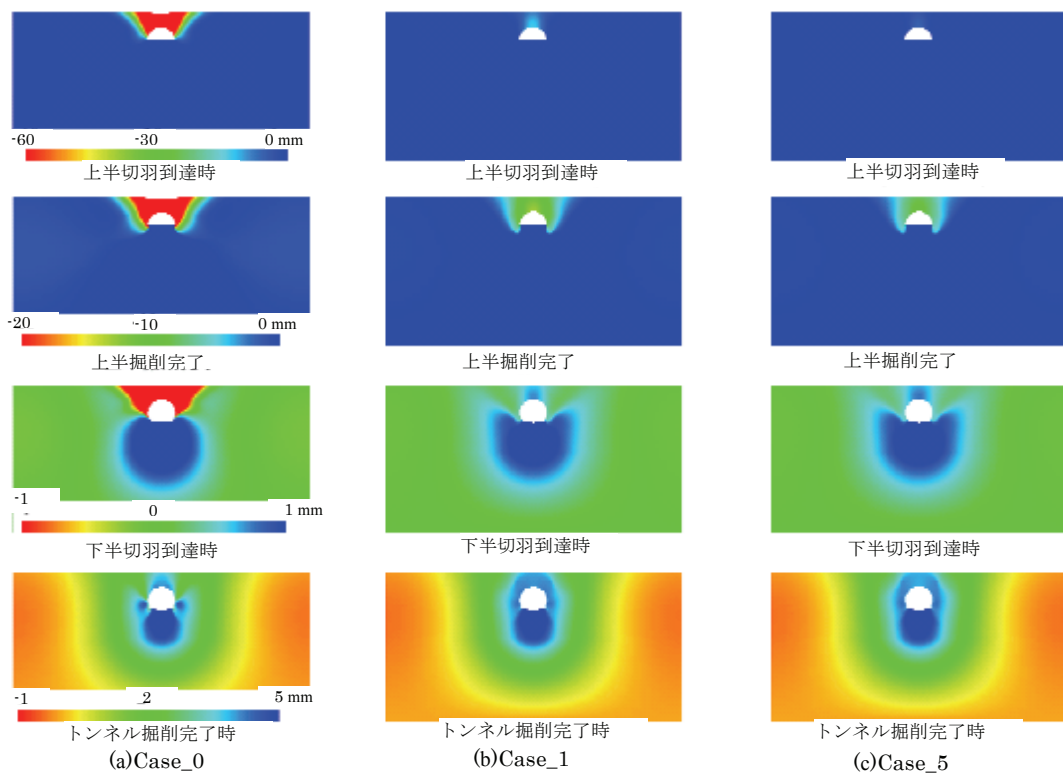


図-6.15 鉛直変位分布 (Case_1、Case_5)

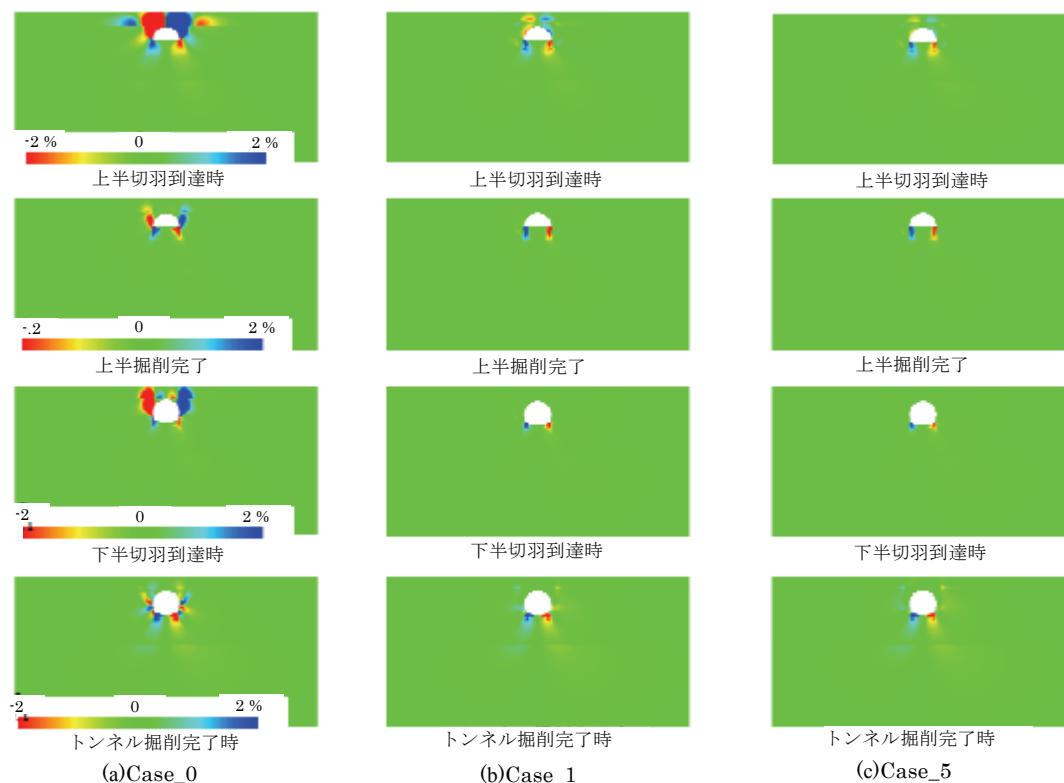


図-6.16 せん断ひずみ分布 (Case_1、Case_5)

(2) 天端部の改良形状変化による差異 - トンネル上・下半部を補強 (Case_4 と Case_5)

ここでは、トンネル上・下半部を改良する場合、天端部の隅部の改良を省略した場合のトンネル掘削時の沈下に及ぼす影響について検討した。

a) 地表面およびトンネルの沈下量

図-6.17に地表の沈下，図-6.18に上半脚部の沈下，図-6.19に天端の沈下の経時変化と沈下抑制率の推移を示す。地山改良を行うことにより，各沈下がほとんど生じなくなり，さらに改良範囲による差異は見られない。また，図-6.20に示す地表横断面沈下分布からも，天端部隅部省略による差異は見られない。

以上から，トンネル上・下半部を改良する場合，肩部部分の角は改良しなくて良いと考えられる。

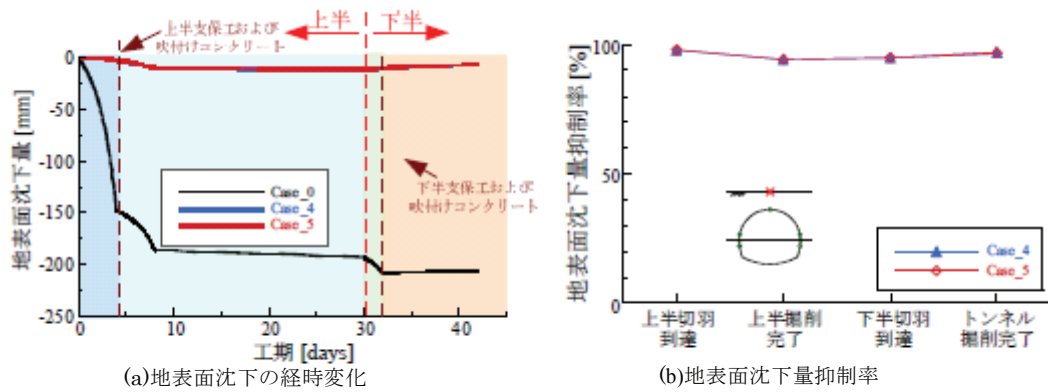


図-6.17 地表面沈下の経時変化および沈下量抑制率 (Case_4、Case_5)

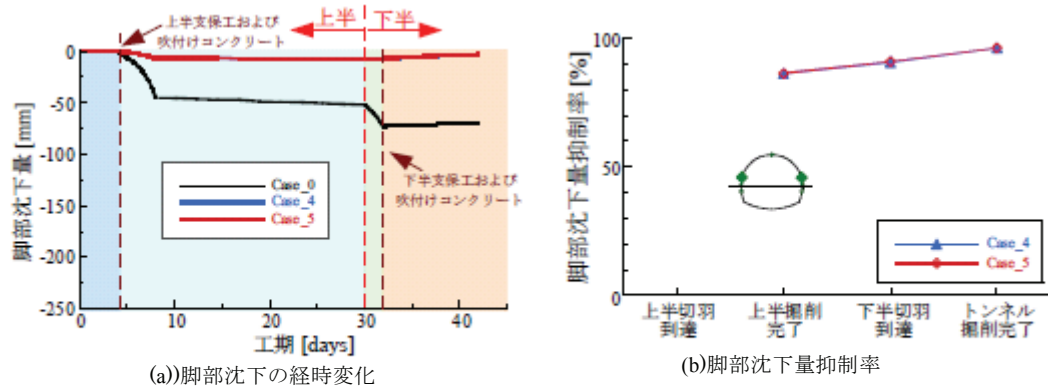


図-6.18 脚部沈下の経時変化および沈下量抑制率 (Case_4、Case_5)

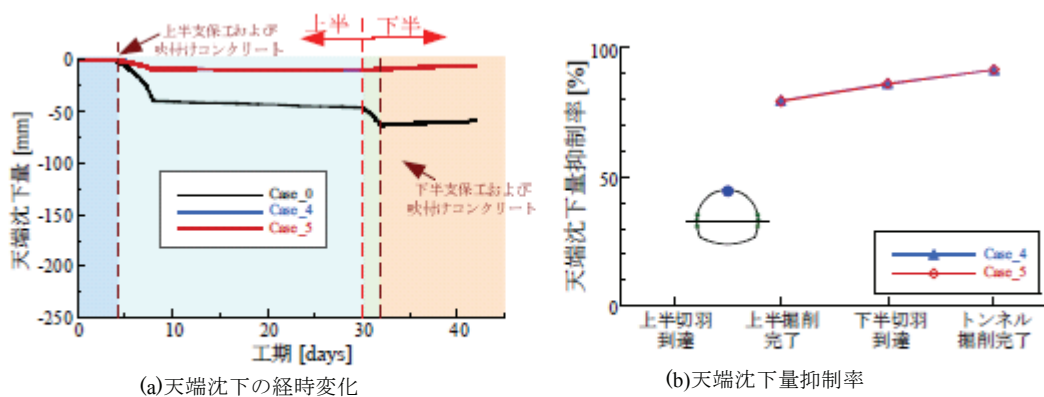


図-6.19 天端沈下の経時変化および沈下量抑制率 (Case_4、Case_5)

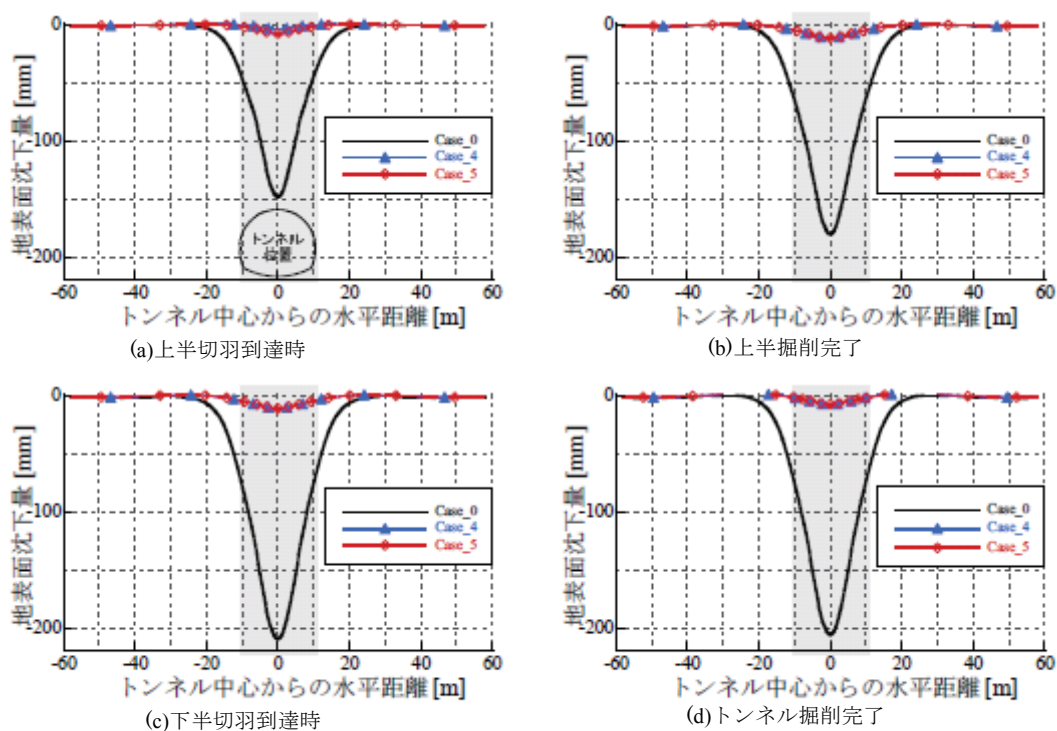


図-6.20 地表横断面沈下量分布 (Case_4、Case_5)

(3) 天端部以外の改良強度の変化による差異 - 部分的に低下 (Case_3 と Case_4)

ここでは、トンネル上・下半部を改良した場合、天端部以外の改良強度を1/2とした場合のトンネル掘削時の沈下および地盤に及ぼす影響について検討した。

a) 地表面およびトンネルの沈下量

Case_3 は、Case_4 からトンネル左右部分地盤の改良強度を1/2に低下させたパターンである。図-6.21は地表面沈下、図-6.22は上半脚部の沈下、図-6.23は天端の沈下の経時変化と沈下量抑制率を示したものである。

改良強度を部分的に低下させることにより、地表面沈下が約5%，脚部および天端沈下が約10%程大きくなる。また、図-6.24に示す地表面横断面の沈下分布曲線からも、トンネル左右部分地盤の改良強度を低下させることにより、沈下量が全体的に大きくなることを確認できるが、地表面沈下が生じる地盤領域での顕著な差異は見られない。

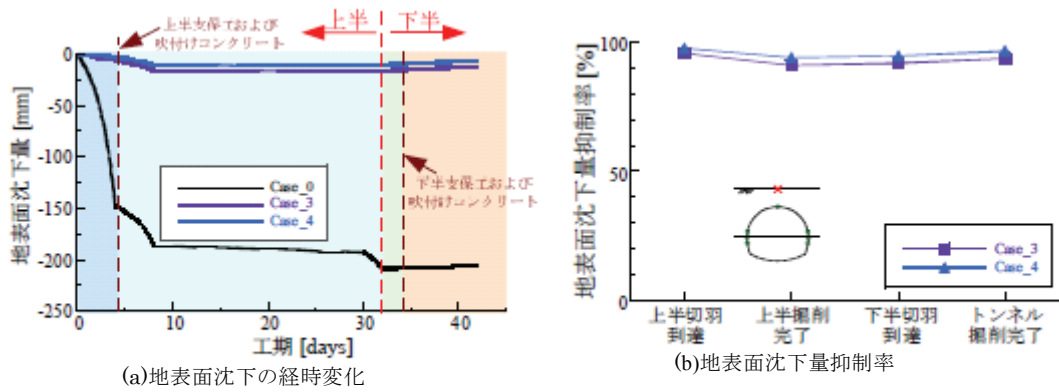


図-6.21 地表面沈下の経時変化および沈下量抑制率 (Case_3、Case_4)

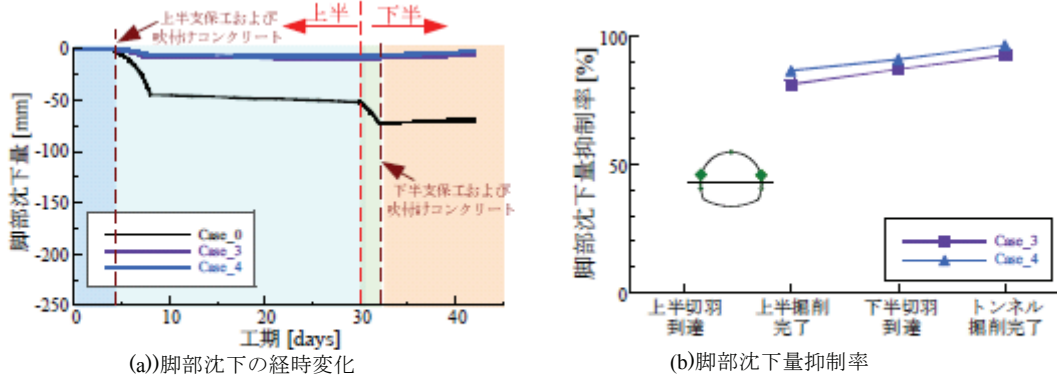


図-6.22 脚部沈下の経時変化および沈下量抑制率 (Case_3、Case_4)

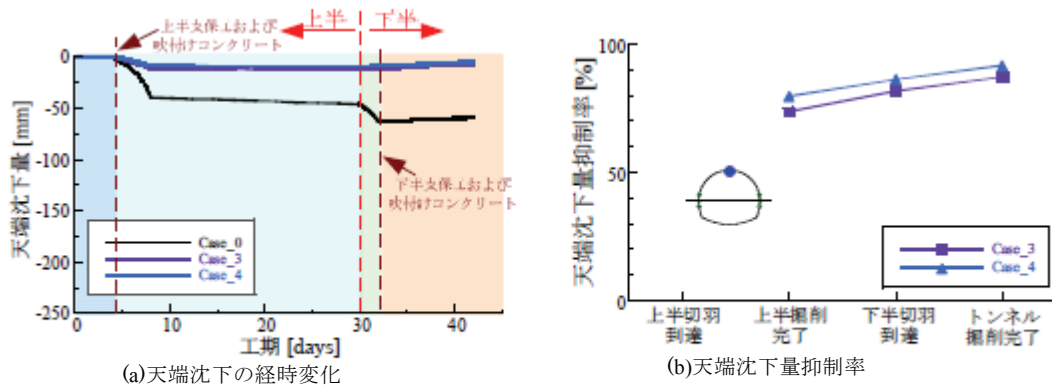


図-6.23 天端沈下の経時変化および沈下量抑制率 (Case_3、Case_4)

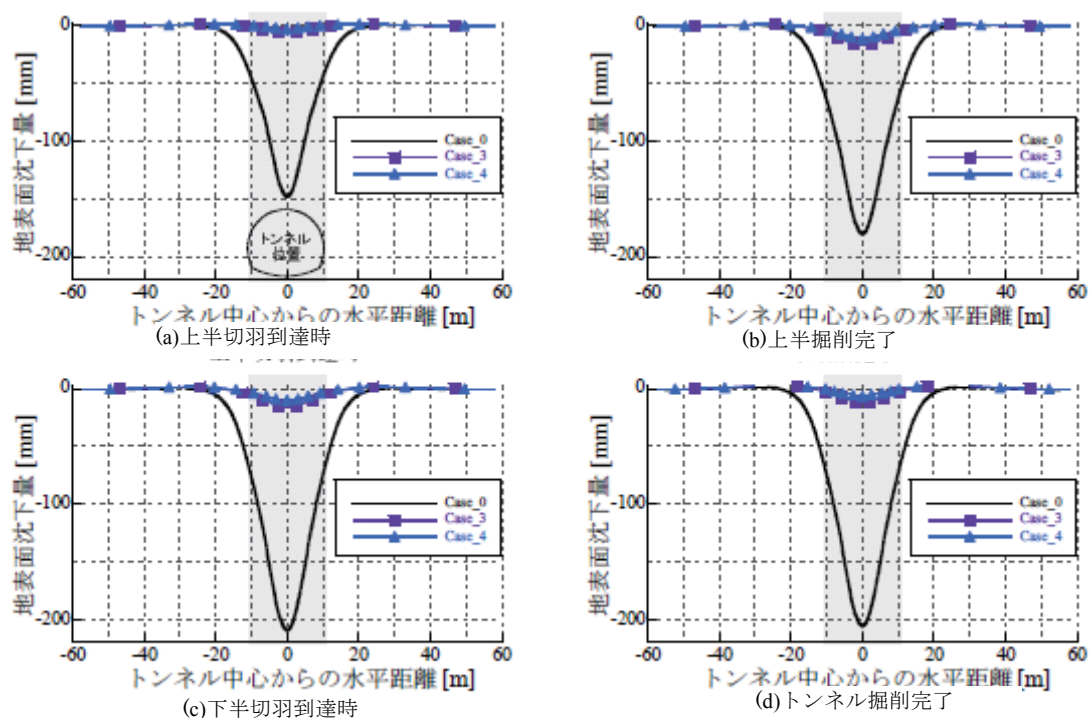


図-6.24 地表横断面沈下量分布 (Case_3、Case_4)

b) 地盤の力学挙動

図-6.25は鉛直変位分布、図-6.26はせん断ひずみ分布を示したものである。鉛直変位分布より、上半掘削時、Case_3 でトンネル上部地盤に大きい鉛直変位がみられる。一方、せん断ひずみ分布より、上半掘削時には、改良強度を部分的に低下させたものは、トンネル肩部に大きいせん断ひずみが生じることが確認できる。これに対して、下半掘削時には、大きい差異が見られない。

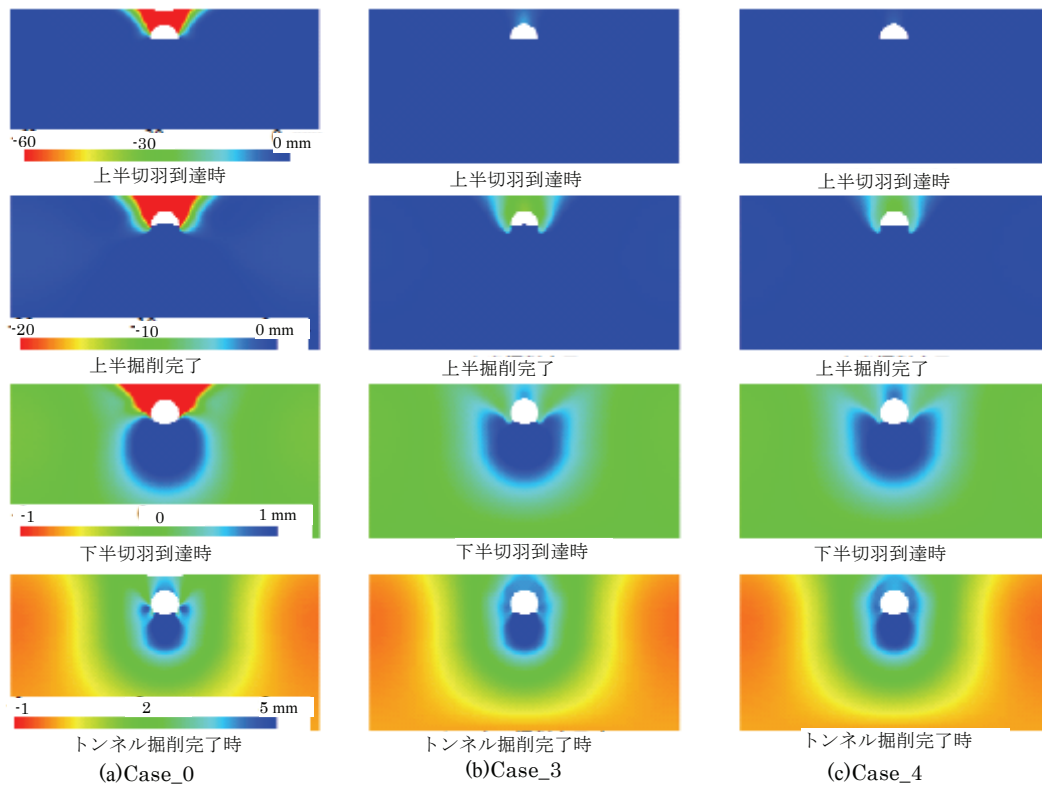


図-6.25 鉛直変位分布 (Case_3、Case_4)

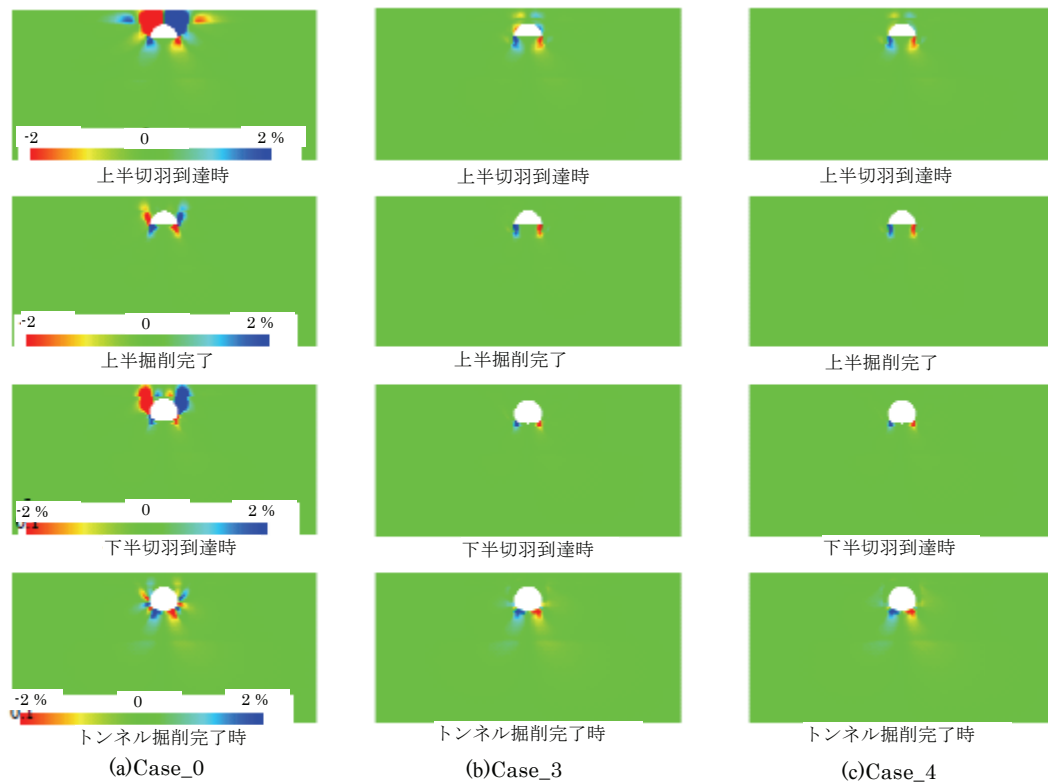


図-6.26 せん断ひずみ分布 (Case_3、Case_4)

(4) トンネル上半上部改良と上・下半部改良による差異 - 改良範囲の補強 (Case_2 と Case_3)

ここでは、トンネル上・下半部改良するケースおよびトンネル上半上部を改良するケースについて比較し、改良範囲が地盤およびトンネル沈下に及ぼす影響について検討する。

a) 地表面およびトンネルの沈下量

図-6.27は地表面の沈下，図-6.28は上半脚部の沈下，図-6.29は天端の沈下の経時変化と沈下量抑制率を示したものである．改良範囲をトンネル上半上部まで縮小した結果，地表面およびトンネルの沈下量は，上・下半部改良した場合と比較して大きくなる．特に，トンネル脚部および天端の沈下量に大幅な差異が生じ，沈下抑制効果はトンネル上・下半部改良したケースに比べて半分以下になる．

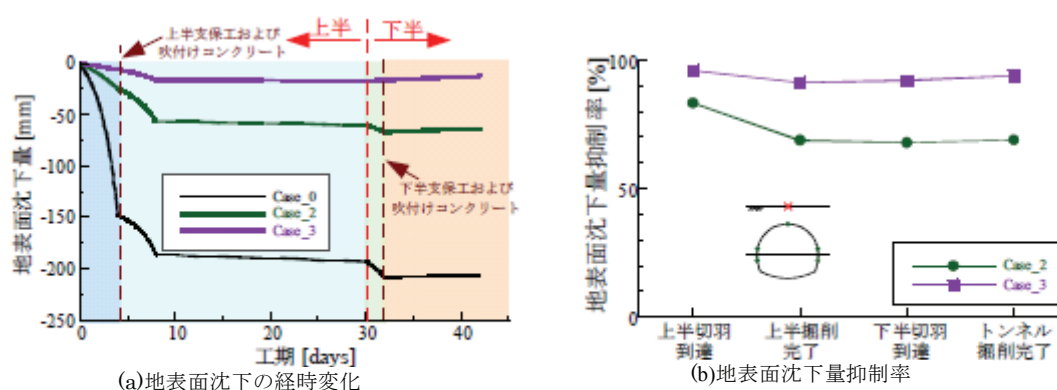


図-6.27 地表面沈下の経時変化および沈下量抑制率 (Case_2、Case_3)

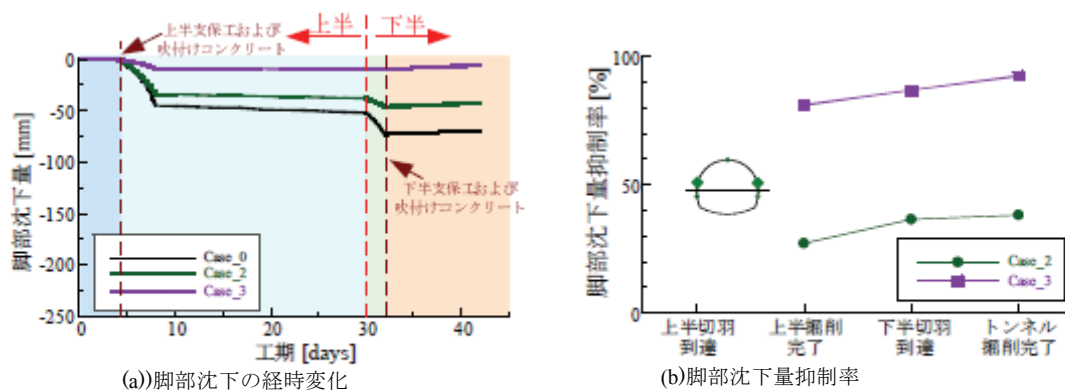


図-6.28 脚部沈下の経時変化および沈下量抑制率 (Case_2、Case_3)

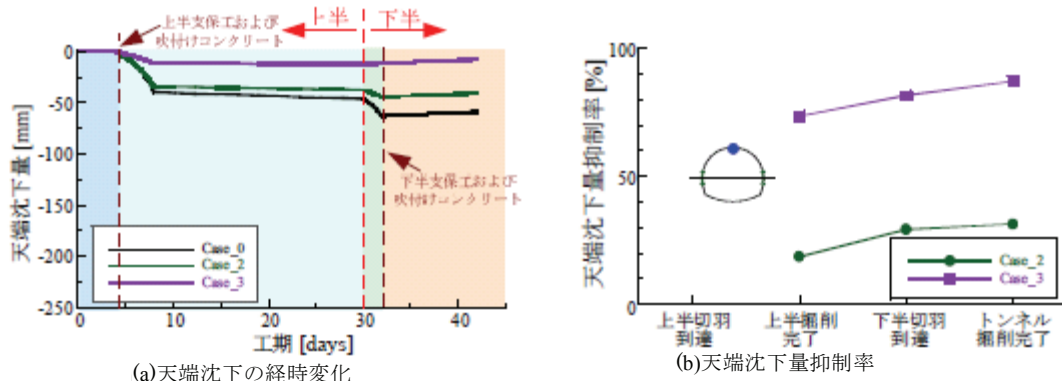


図-6.29 天端沈下の経時変化および沈下量抑制率 (Case_2、Case_3)

図-6.30に各施工段階での地表横断面の沈下分布形状を示す。地表面沈下分布形状により、トンネル上半上部のみ補強する場合, 他のケースより沈下量が大きくなることが分かる。これより, 補強領域を小さくすることにより, 沈下が発生する領域も大きくなる。

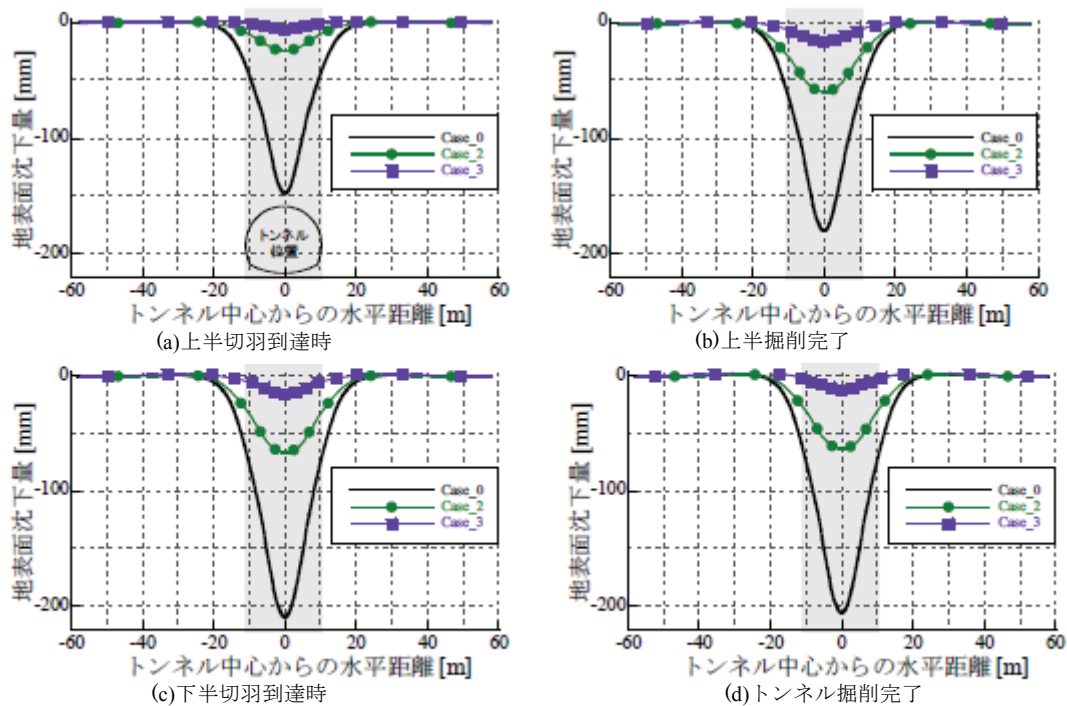


図-6.30 地表横断面沈下量分布 (Case_2、Case_3)

b) 地盤の力学挙動

図-6.31 に鉛直変位分布を示す。上半掘削の先行沈下は, 部分的に改良したケースでも地盤沈下が大きく抑制される。しかしながら, 上半支保工設置から下半掘削, トンネル掘削完了までは, その改良による効果が見当たらない。すなわち, 上半上部のみ補強すると, 上半掘削の

後期沈下および下半掘削時に生じる地盤沈下には，大きい効果が期待できない．このため，他の沈下抑制対策との併用が必要となる．図-6.32 にせん断ひずみ分布を示す．上半上部を改良した場合，せん断ひずみ分布は地盤改良を施していない場合とほぼ同じ分布形状を示し，大きいせん断ひずみが生じる領域が小さくなるのみである．一方，上・下半部の改良を行うことにより，せん断ひずみは小さくなり，地表面まで発達しなくなり，下方向地盤に発生する状況となる．このように，上・下半部の改良を行うことにより側部のせん断ひずみが抑制され，主として下方向地盤にせん断ひずみが発生する状況になるため沈下が抑制されるものと考えられる．

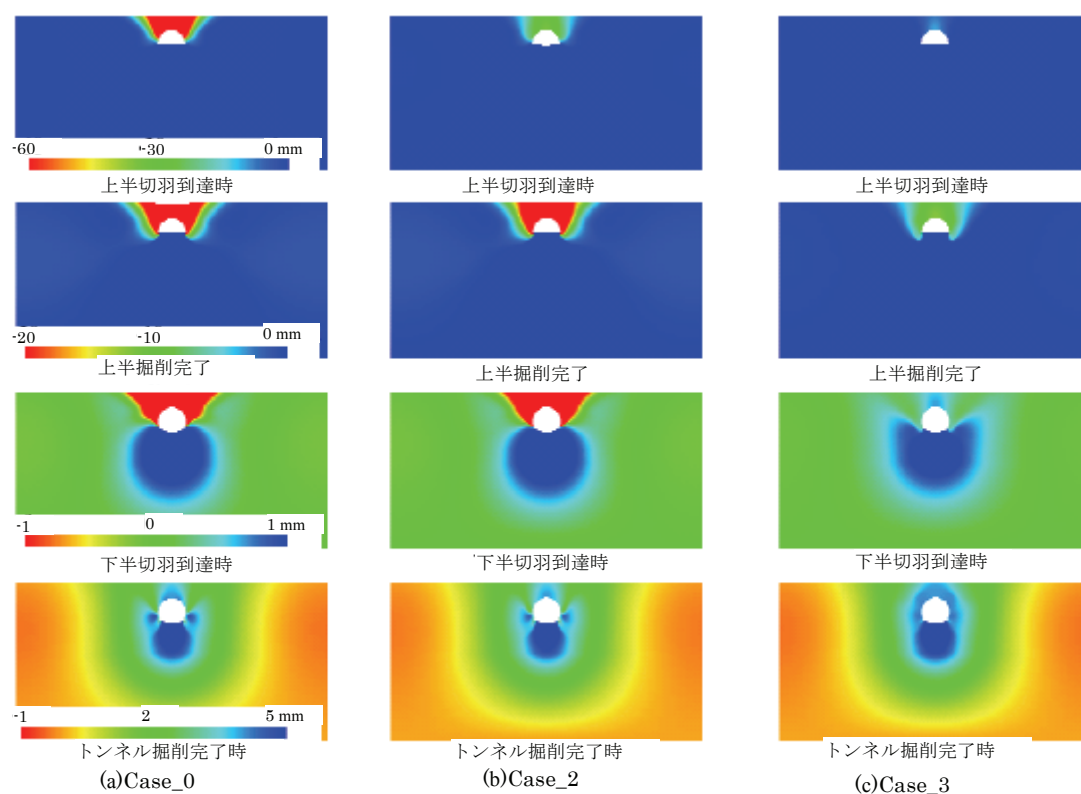


図-6.31 地表横断面鉛直変位分布 (Case_2、Case_3)

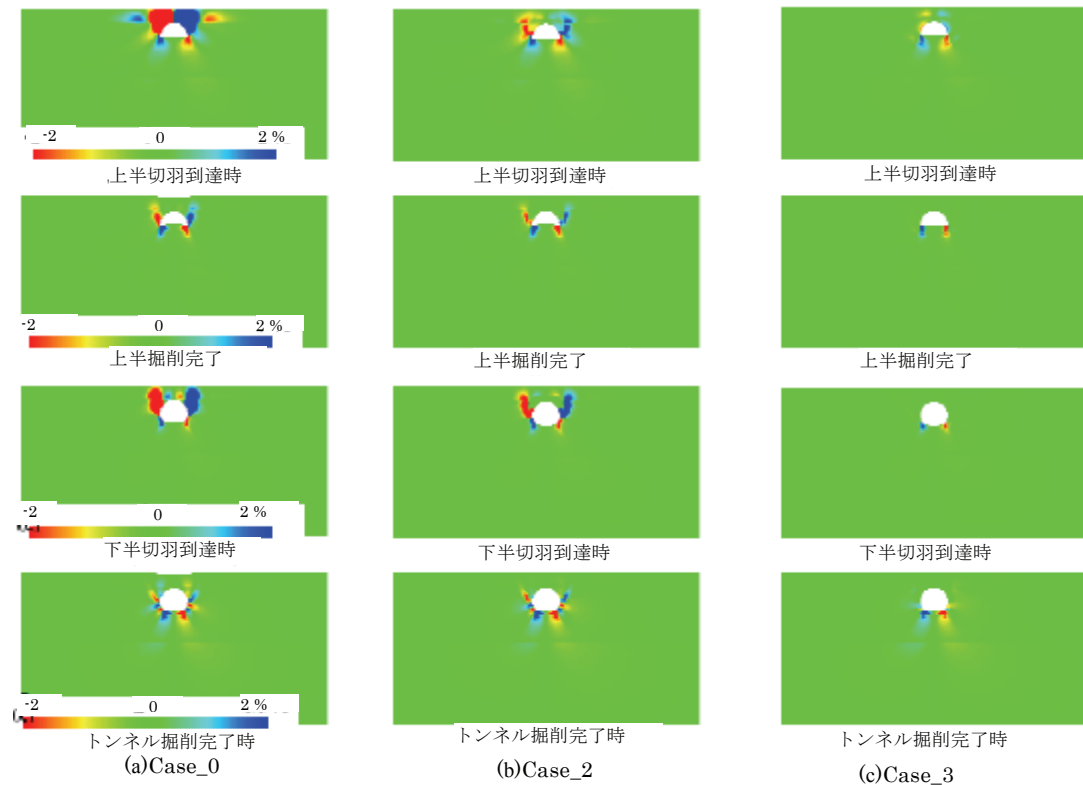


図-6.32 せん断ひずみ分布 (Case_2、Case_3)

6.3.4 上・下半部を事前地山改良した場合の沈下の挙動

図-6.33は改良範囲と改良強度を変化させた場合のトンネル地表面，脚部，天端の沈下量抑制率をまとめたものである。

上・下半部を地山改良した場合の沈下量抑制率は，地山改良なしの場合に比べて，トンネル地表面沈下量では約90 %～95 %，脚部沈下量では約75 %～95 %，天端沈下量では約75 %から90 %の抑制効果が見られている。改良強度の違いによる沈下抑制効果は次のとおりである。

- ① 改良範囲全体を改良強度1.0 N/mm²から0.5 N/mm²に小さくすると，沈下量抑制率は改良強度が大きい場合に比べて約5 %～10 %低下する (Case_1，Case_4の比較)。
- ② トンネル天端部以外の側壁左右部分の改良強度を1.0 N/mm²から0.5 N/mm²に小さくした場合も①と同様に沈下量抑制率は約 5 %～10 %低下する (Case_3，Case_4の比較)
- ③ 天端部の改良強度の差による沈下量抑制率は大きな違いがない (Case_1，Case_3)。
- ④ 側壁部の改良強度は沈下量抑制率に影響を及ぼす。

このように沈下量が抑制されるのは，トンネル上・下半部に地山改良を行うことにより，せん断ひずみは小さくなり，地表面まで発達しなくなり，主として下方向地盤にのみ発生する状況となり，側部のせん断ひずみが抑制されることによる効果と考えられる。

トンネル上半上部のみ地山改良した場合の沈下量抑制率は，地山改良なしの場合に比べて地表面沈下量では約 70 %～85 %，脚部沈下量では約 25 %～40 %，天端沈下量では約 20 %から30 %の抑制効果となっている。トンネル断面内の沈下量では特にその差が大きくなっており，

上・下半部改良に比べて抑制効果は小さい。これは、上半掘削の後期沈下および下半掘削時に生じる側部のせん断ひずみの抑制効果が小さいためと考えられる。このため、このような改良形式の場合は、別途沈下抑制の補助工法の併用が必要となる。

改良体上部の形状については、隅部分を改良してもトンネルの沈下量に大きい影響を及ぼさない。すなわち、隅部分の改良は省略しても問題はない。

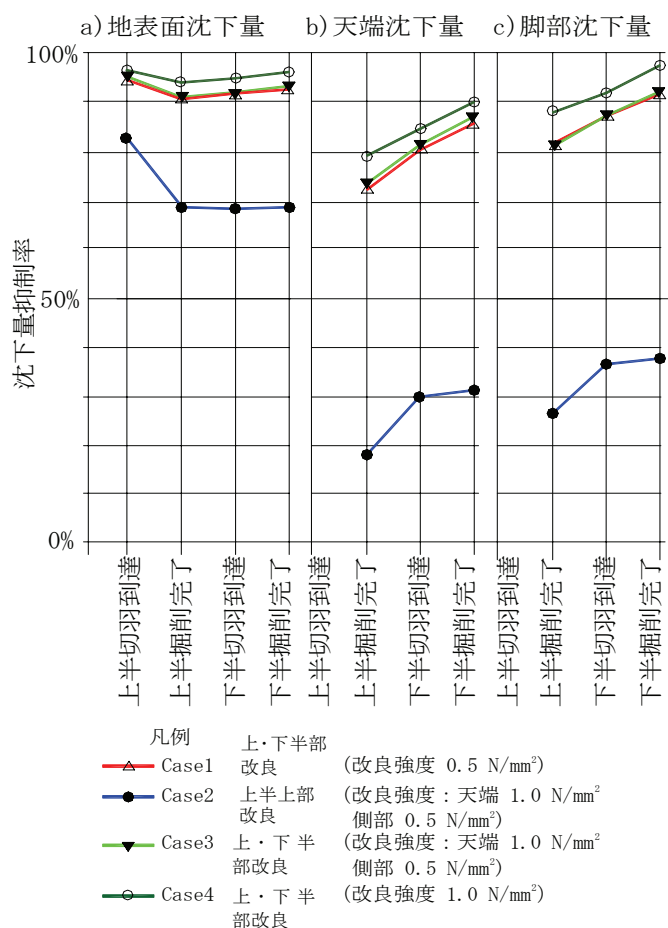


図-6.33 各ケースの沈下量抑制率の比較

6.4 上・下半部を事前地山改良としたケースの側部改良幅の解析

6.4.1 解析ケース

解析ケースは、表-6.11に示す3ケースについて行った。また、解析断面は図-6.34に示した牛鍵トンネルの新幹線断面を基本とし、事前地山改良の改良幅(B)はS.L.の位置で設定した。改良形状は隅部の有無による変位の影響はないので、計算の簡略化のため直角とした。

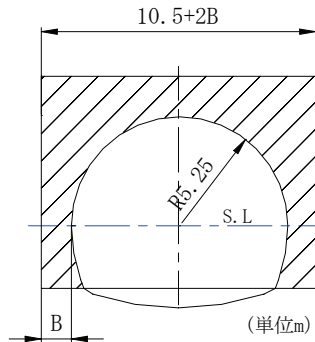


図-6.34 解析断面

表-6.11 解析ケース

解析ケース	改良幅(B) m
1	0.5
2	1.0
3	1.5

6.4.2 解析手法および条件

(1) 解析領域

2次元弾性有限要素法を用いて、数値解析を実施した。

線形有限要素法解析の解析領域は土被り約 10 m として、深度方向 20 m 幅 50 m の範囲とした。境界条件はモデル左右端では X 方向に固定、Y 方向に自由とし、モデル下端では X 方向と Y 方向とも固定と設定した。図-6.32 に解析領域と境界条件を示す。

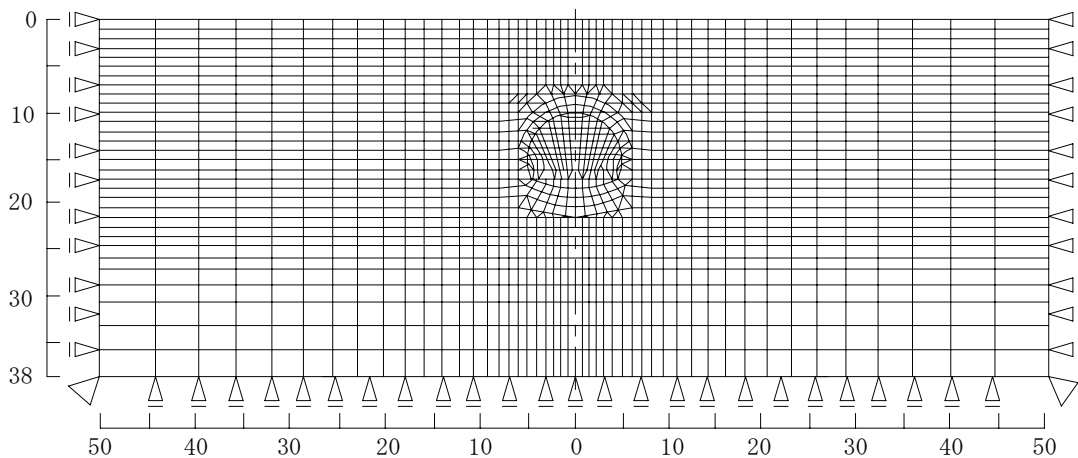


図-6.32 解析領域と境界条件

(2) 入力物性値

解析に使用した地山および支保の入力物性値を表-6.10、表-6.11に示す。地山強度と改良強度をパラメータとした。改良強度は、一軸圧縮強さ(q_u) 1.0 N/mm^2 (変形係数 $E = 10 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$) と一軸圧縮強さ(q_u) 0.5 N/mm^2 (変形係数 $E = 5.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$) の2種類とした。なお、強度は変形係数に代表させた。

表-6.10 地山の物性値

地山	単位体積重量 $\gamma (\text{kN/m}^3)$	変形係数 $E_s (\text{kN/m}^2)$	ポアソン比 ν	粘着力 $C (\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi (^\circ)$
A	20	5×10^3	0.33	10	30
B	20	10×10^3	0.33	10	30

表-6.11 支保の物性値

項目	仕様	変形係数	ポアソン比	断面積	断面二次モーメント
		$E (\text{kN/m}^2)$	ν	$A (\text{m}^2)$	$I (\text{m}^4)$
吹付けコンクリート	厚さ20cm	3.4×10^6	0.2	0.2	—
鋼製支保工	H-200	2.1×10^8	0.3	6.353×10^{-3}	4.72×10^{-5}
合成断面		2.1×10^8	0.3	9.59×10^{-3}	4.72×10^{-5}

(3) トンネル掘削過程

解析ステップは、初期応力解析、上半掘削（上半切羽到達時）、上半支保（上半掘削完了）、下半掘削、下半支保（下半掘削完了）とした。トンネル掘削過程を図-6.36に示す。

応力解放率は、「鉄道構造物等設計標準・同解説都市部山岳工法トンネルⅦ」などで一般的に用いられている上半および下半掘削時の応力解放率として40%，掘削完了時60%を用いた。

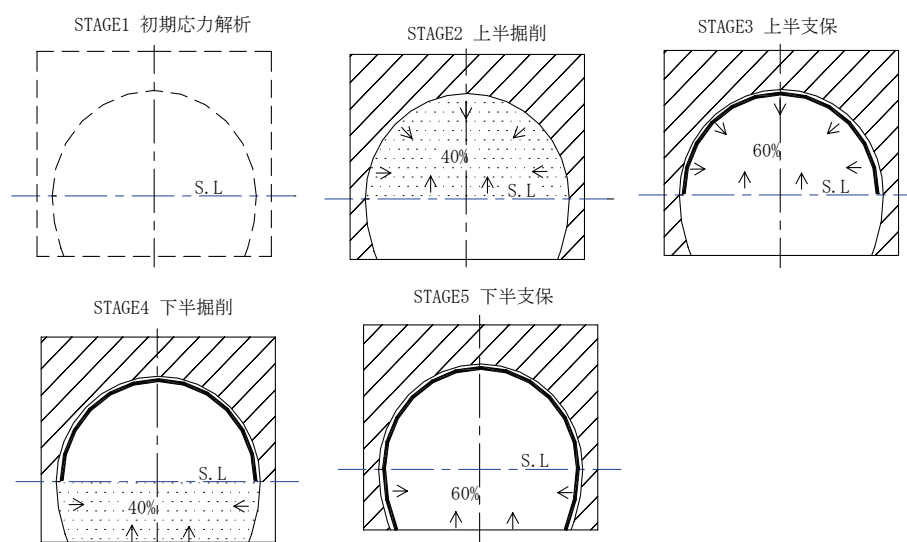


図-6.36 解析手順

6.4.3 数値解析結果

(1) 側壁の改良幅と改良強度の関係

図-6.37は、側壁の改良幅を0.5 mから1.5 mに変化させた場合の天端沈下量を施工ステップごとに示したものである。地山の変形係数は $10 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ の場合である。側壁の改良幅を大きくするほど天端沈下量は小さくなること、改良体の強度を大きくするほど天端沈下量は小さくなることわかる。また、側部改良幅の増加よりも、改良体強度(変形係数)の増加の方が沈下抑制に寄与していることがわかる。なお、最大沈下の発生は上半支保完了時であり、それ以降の施工ステップで沈下は減少する傾向を示している。これは下半部における除荷時のリバウンドに起因しているものと考えられる。これは、一般に有限要素法による掘削解析では避けられない事象とされており^{16,17)}、各種の対応方法が考えられてはいるが、ここでは改良幅と改良強度の影響の相対的な評価を行うことを目的としていることから、リバウンドの影響については特段考慮しないこととした。

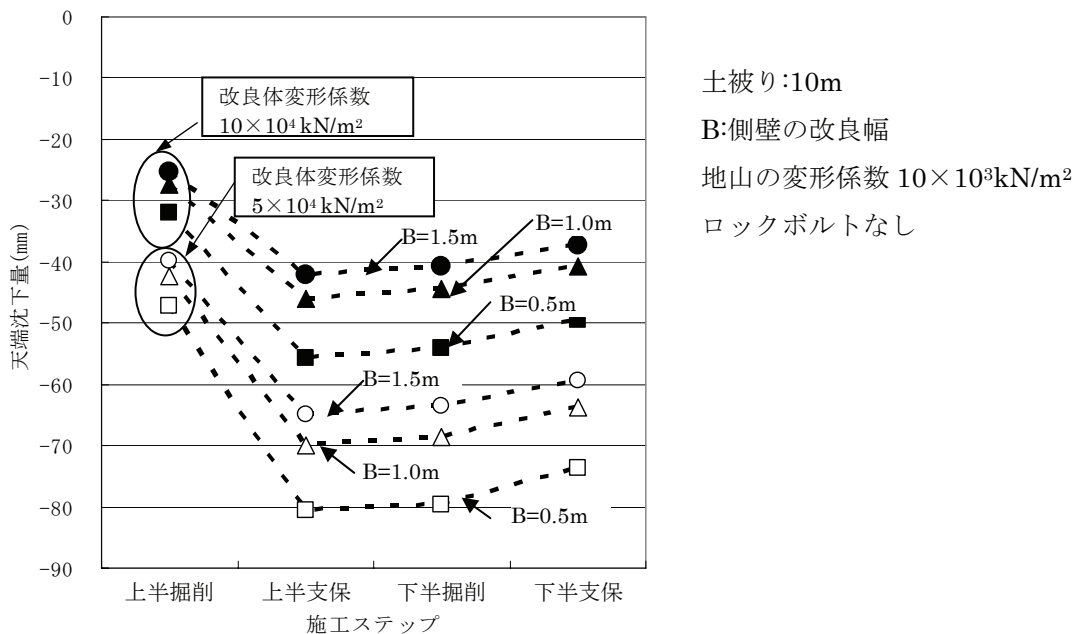


図-6.37 天端沈下量の経時変化

図-6.38は、改良体および地山の強度(変形係数)をパラメータとした場合の側壁の改良幅による天端沈下量の変化を示したものである。側壁の改良幅を大きくすると沈下量は小さくなるが、いずれの場合も側壁改良幅が1 mを超えると沈下量の抑制効果の変化が少なくなっている。

東北新幹線での施工実績では、土被り6 m、側部改良幅1mで地山の変形係数(E) $1.0 \times 10^4 \sim 2.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ 程度の条件において、側壁下部までの範囲を一軸圧縮強さ(qu) 0.5 N/mm^2 の改良強度とした場合、天端沈下量は約20～50mmであった。土被りと沈下量が比例するとし、解析結果の地山の変形係数 $1 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ 、改良体変形係数 $5 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ 、改良幅1.0m、上半支保での沈下量約70mmを土被り10mから土被り6mに換算すると約42 mmとなり、実績の沈下量に近いものとなる。このことより、変形係数が $E=1.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ 程度の地山、改良強度 $qu = 0.5 \text{ N/mm}^2$

の条件で、側部の改良幅を1 m程度確保することで十分な沈下量の抑制効果を期待できると考えられる。

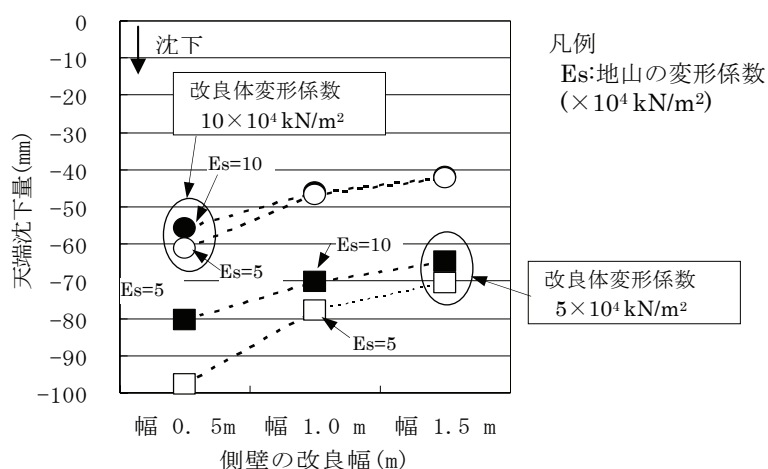


図-6.38 改良幅による最大変位量の変化

(2) 側壁部のロックボルトの効果

図-6.39は、土被り10 mと2 mの場合の施工ステップごとの内空変位の変化を示したものである。ここでは、 $L=3$ mのロックボルトを片側4本設置した場合とロックボルトが無い場合の内空変位の変化について検討を行った。

上半支保設置段階において、土被りおよび側壁の改良幅の差異による変形モードの違いがみられるが、下半掘削段階以降は全ケースで内空変位の縮小傾向が確認できる。ロックボルトの効果に着目すると、下半支保設置段階において内空変位の抑制効果が認められる。また、側壁の改良幅が小さい方が、ロックボルトの変形抑制効果が高い傾向を示している。しかしながら、全体的に内空変位量が小さいため、その変形抑制量もわずかとなっている。

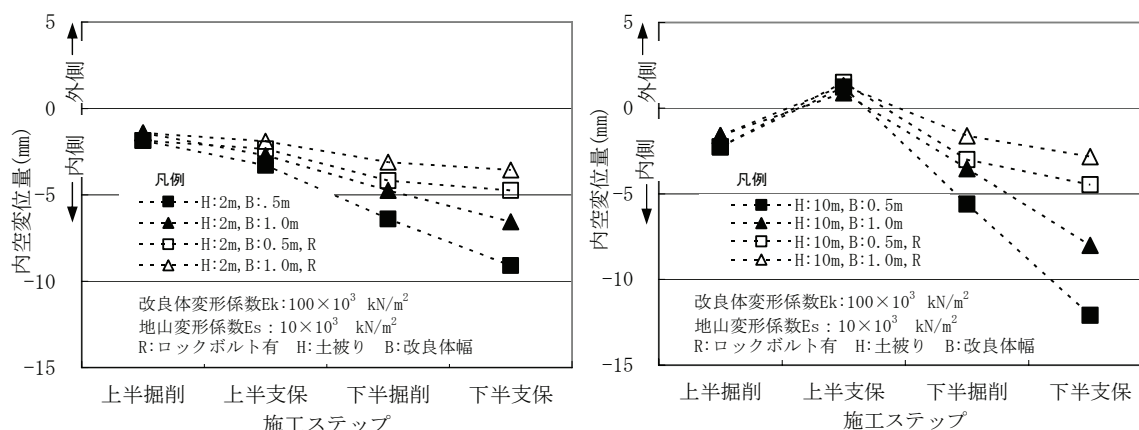


図-6.39 土かぶりの差異およびロックボルトの有無による内空変位量の経時変化

6.4.4 上・下半部を事前地山改良した場合の側部改良幅の掘削時の沈下の挙動

側壁の改良幅については、地山の変形係数 $E = 10 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ の条件では 1 m 程度が効果的で、改良強度は、 $q_u = 0.5 \text{ N/mm}^2$ 以上が望ましい。なお、より厳しい地山条件、あるいは周辺地盤の変位をさらに抑制する必要がある場合には、側壁の改良幅を大きくするよりも改良体の変形係数を増加させる方が効果的であり、改良強度を $q_u = 1.0 \text{ N/mm}^2$ 程度に増加するなどの対応が望ましいと考えられる。いずれにせよ、事前地山改良工については、施工時の改良の不均一性なども設計要件として考慮することが適当であり、最低でも一軸圧縮強さ $q_u = 0.5 \text{ N/mm}^2$ 以上とすることが必要であると考えられる。ロックボルトについては、ある程度の変形抑制効果が確認されたものの、未固結な低強度地山におけるロックボルトの支保機能や変形抑制効果については、今後も継続的な議論が必要であると考えられる。

6.5 事前地山改良によるトンネル沈下抑制効果に関する数値解析のまとめ

数値解析により事前地山改良をしたトンネルで、掘削時にどのような影響を与えるのかについて検討を行った。得られた知見は、以下の通りである。

(1) 地山改良範囲がトンネル上半部の場合

- ① 地表沈下量は地山改良により大きく低減するが、改良の範囲により効果に差が生じる。沈下量抑制率(インバート完了)は、上半部改良では 25～36 %程度、上半部改良(全断面含む)で 43～55 %程度となり、側部の改良延長が大きいほど効果大きい。
- ② 上半部改良の場合の改良体脚部の地山の安全率は、1.0 以下となり、不安定となっている。この時のせん断ひずみも大きくほぼ不安定領域のせん断ひずみに近い。注意が必要。沈下抑制のための補助工法等の追加対策が必要となる。
- ③ 上半部改良形状の沈下量の抑制効果が小さいのは、上半掘削の後期沈下および下半掘削時に側部の地山にせん断ひずみが発生していることによるものと考えられる。
- ④ 上半部改良の場合では、側部の改良強度 (0.5 N/mm^2 , 1.0 N/mm^2) の違いが、地表面沈下量に与える影響は小さい。
- ⑤ 上半部改良の場合の天端厚は、改良強度 (0.5 N/mm^2 , 1.0 N/mm^2) の違いによる沈下量の差異は小さい。

(2) 地山改良範囲がトンネル上・下半部の場合

- ① 地表沈下量抑制率(インバート完了)約 90%で抑制効果が大きい。これは、トンネル上・下半部に地山改良を行うことにより、せん断ひずみは小さくなり、地表面まで発達しなくなり、主として下方向地盤にのみ発生する状況となり、側部のせん断ひずみが抑制されることによる効果と考えられる。
- ② 沈下量については、改良強度 0.5 N/mm^2 と 1.0 N/mm^2 による抑制率の違いは約 5 %～10 %である。トンネル天端部以外の側壁左右部分の改良強度を大きくした場合、沈下量の抑制効果の方が大きい。
- ③ 改良体上部の角部分は、改良してもトンネルの沈下量に大きい影響を及ぼさない。

- ④ 側壁部の改良幅は、原地山強度の弾性係数が $1.0 \times 10^4 \sim 2.0 \times 10^4$ kN/m² 程度で、改良体弾性係数 5.0×10^4 kN/m² (改良強度 0.5 N/mm²) の場合、1 m 程度を確保することで、施工上必要とされる沈下量の確保はできる。
- ⑤ ロックボルトの使用については、水平方向に抑制効果がみられるが、その効果は小さい。

第6章の参考文献

- 1) トンネル技術協会：東北新幹線における未固結小土被りトンネルの設計施工対策評価報告書（別冊），2008. 3.
- 2) 日本鉄道建設公団盛岡支社：東北幹，607K0～623K0 地質調査報告書
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，参考資料-35，丸善，1992. 11
- 4) 社団法人セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル，p. 31，1985. 4.
- 5) 日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針，p. 321，pp. 338-339，1996. 2
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，p. 44，2007. 12
- 7) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル，p. 111，2002. 5
- 8) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，p. 417-418，2008. 4
- 9) 土木学会関西支部都市トンネルへの NATM の適用に関する委員会：都市トンネルへの NATM の適用に関する研究，土木学会関西支部，1987. 6.
- 10) Nakai, T. and Hinokio, M. : A Simple Elastoplastic Model for Normally and Over consolidated Soils with Unified Material Parameters, *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 2, pp. 53-70, 2004. 4.
- 11) Iizuka, A. and Ohta, H. : A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-Viscoplastic Finite Element Analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 3, pp. 71-87, 1987. 9.
- 12) Zhang, F., Kimura, M., Nakai, T. and Hoshikawa, T. : Mechanical Behavior of Pile Foundations Subjected to Cyclic Lateral Loading Up to the Ultimate State, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 5, pp. 1-17, 2000. 10.
- 13) 日本道路公団試験研究所：トンネルの標準設計に関する研究報告書 ー数値解析と施工実績の分析ー，1986.
- 14) セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル，p. 73，2007.
- 15) 北川 隆・磯谷篤実・奥津一俊・川口隆徳：地山改良とサイドパイルで小土被り土砂地山を掘削 - 東北新幹線牛鍵トンネル，トンネルと地下，Vol. 35, No. 4, pp. 255-262, 2004. 4.
- 16) 久武勝保・山崎康裕：トンネル沈下の FEM 結果に及ぼす解析領域の影響，トンネルと地下，Vol. 32, No. 11, pp. 45-50, 2001. 11.
- 17) 田村武・足立紀尚：トンネル掘削解析における領域設定について，土木学会論文集，No. 701/III-58, pp. 231-242, 2002. 3.
- 18) 櫻井春輔：NATM における現場計測と管理基準値，土と基礎，Vol. 34, No. 2, pp. 5-10, 1986. 2.

第7章 事前地山改良体のトンネル掘削時の挙動と評価手法

7.1 概要

本章は、事前地山改良工の評価手法の提案にあたり、現場計測結果、模型実験結果、数値解析結果をもとに、事前地山改良体のトンネル掘削時の挙動についてまとめた。その挙動から必要となる評価項目を選定し評価の手順を示し、つぎに個々の評価項目の詳細について示した。

7.2 事前地山改良体のトンネル掘削時の挙動

(1) 地山改良体はとも下がり沈下を示す。

地山改良体の沈下量は、図-7.1 の①-1 と①-3 に示すように、地表面沈下量 \approx 天端沈下量 \approx 改良体脚部の「とも下がり沈下」を示していることより、門型構造体として考えても差し支えないと考えられる。

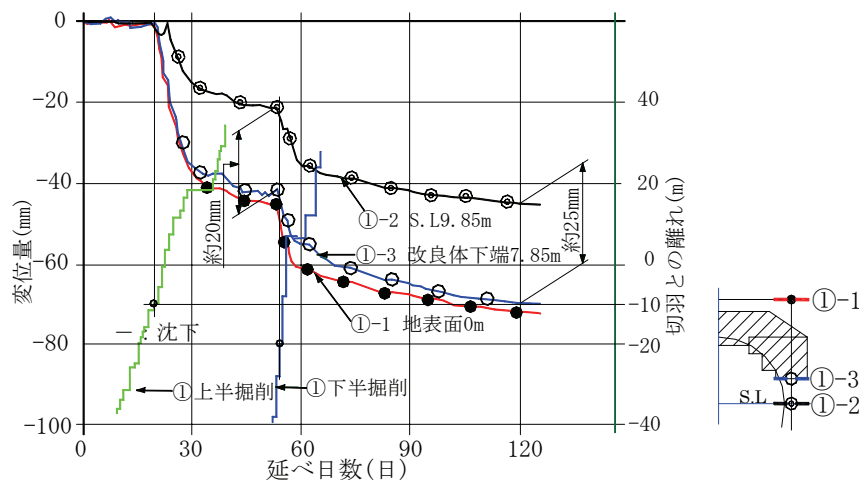


図-7.1 牛鍵T地中鉛直変位の沈下経時変化 (図-4.9再掲)

(2) 改良体脚部に応力は集中する。

「とも下がりの沈下」は、図-7.2 に示すように、モール・クーロンの破壊規準に基づく安全率が改良体脚部の地山では 1.0 以下となり、この支持力低下により生じているものと考えられる。さらに、下半掘削時にも改良体下部の掘削に伴い安全率は 1.0 以下に低下し、その範囲も広がる。沈下抑制効果を高めるためには、改良体脚部での地山の支持力を確保する必要があると考えられる。

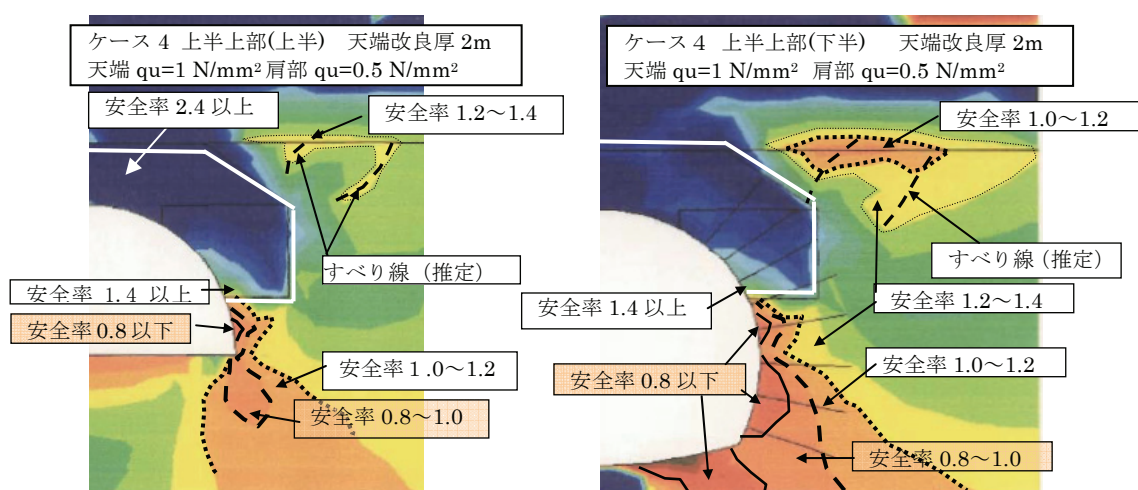


図-7.2 上半・下半掘削時の安全率の変化 (図-6.6, 図-6.7再掲)

3次元降下床模型実験結果によれば、改良厚を5cmから10cmに厚くした場合、降下床を降下させると、降下した降下床の荷重は図-7.3 a)に示すように0.2~0.3倍と大幅に減少し、周辺土圧は図-7.3 b)に示すように大幅に増加する結果となっている。これは、降下床の降下により減少した荷重が、図-7.3 c)に示すように改良体のグラウンドアーチにより効果的に周辺に伝達されたことによる増加と考えられる。このように、掘削部で解放された応力は改良体脚部に集中する。図-7.2で示した脚部の安全率の低下は、周辺地山に再配分された荷重の増加によるものと考えられる。

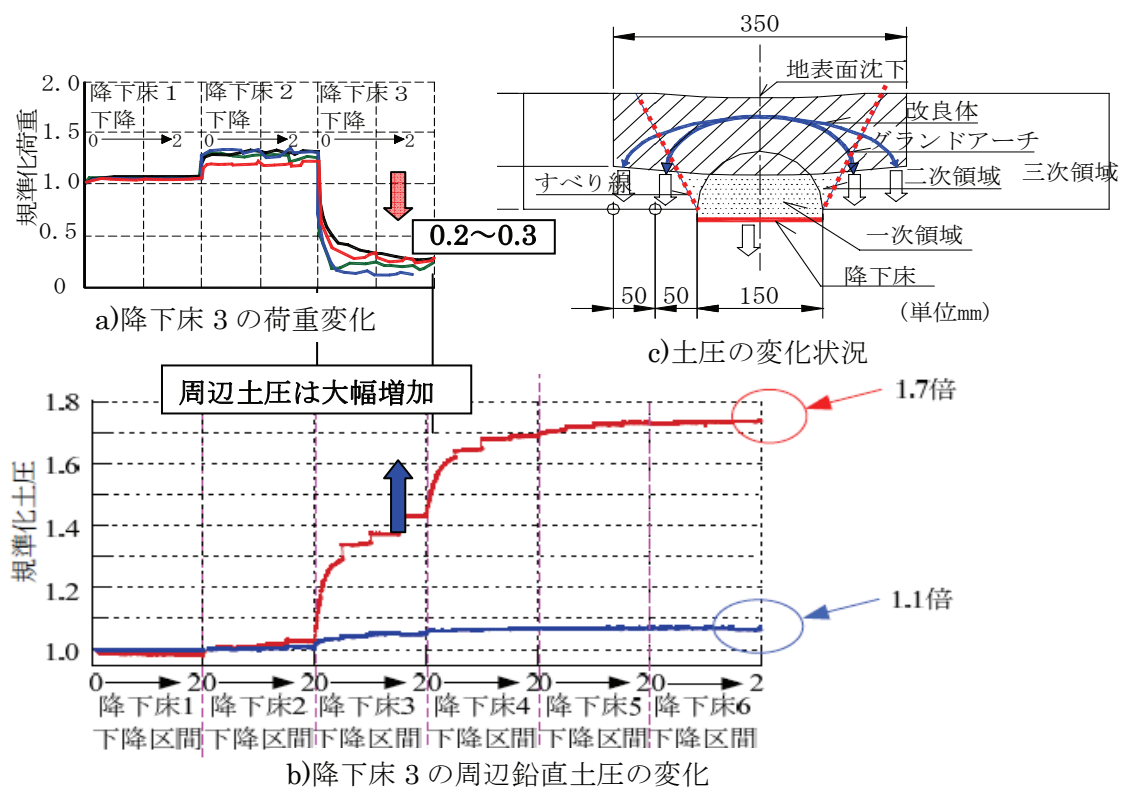


図-7.3 改良体脚部応力の変化 (図-5.7, 図-5.9, 図-5.12再掲)

(3) 改良体の設置範囲は沈下量の大小に影響する。

地山改良した場合の沈下量の大小は、改良体の設置範囲の影響を大きく受ける。

図-7.4 は、改良厚 5cm の模型実験の沈下量抑制率を示したものである。沈下量抑制率は、改良厚 10cm に比べて小さく約 0.3~0.4 となっている。この沈下量抑制率が小さいのは、沈下に大きな影響を及ぼす一次領域と二次領域の量が多く、かつ改良体による沈下により生じるすべり線の拘束が小さいことによると考えられる。これは、上半上部改良の場合の計測結果で下半掘削時の地表面沈下量が大きくなることや数値解析の下半掘削時の沈下量抑制率が小さいことと一致している。

一方、図-7.5 は、模型実験の沈下量抑制率を示したものである改良厚 10cm の場合は、沈下量抑制率は約 0.5~0.6 となっている。これは、一次領域と二次領域の量が少なく、かつ改良体による沈下により生じるすべり線の拘束が大きいことによると考えられる。このように沈下量の大小は、改良体がすべりの線の領域内かすべり線を拘束しているかの状況により左右されていると考えられる。上・下半改良の場合の数値解析の掘削時の沈下量抑制率が 0.9 と大きいことと一致している。

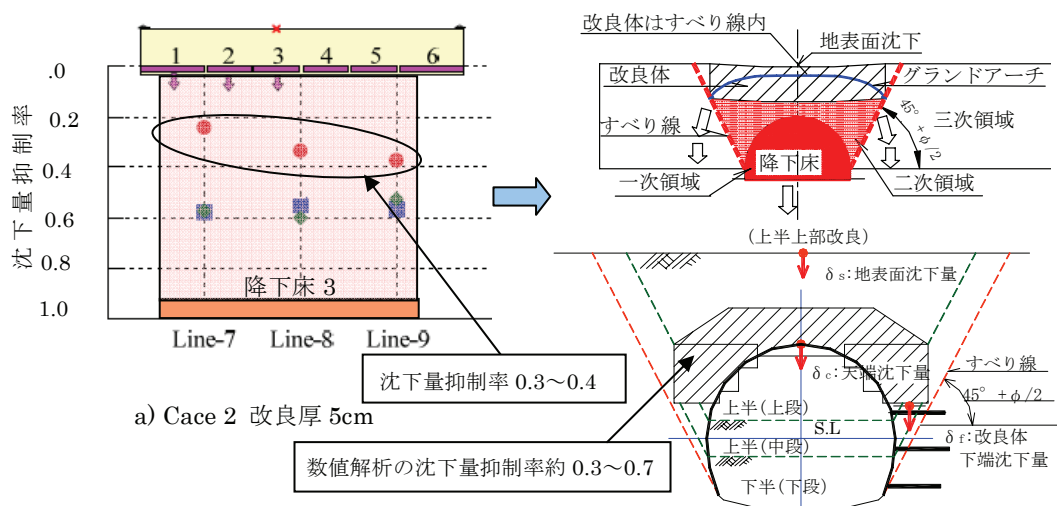


図-7.4 上半上部改良の沈下抑制率 (図-5.5、図-5.12、図-4.58再掲)

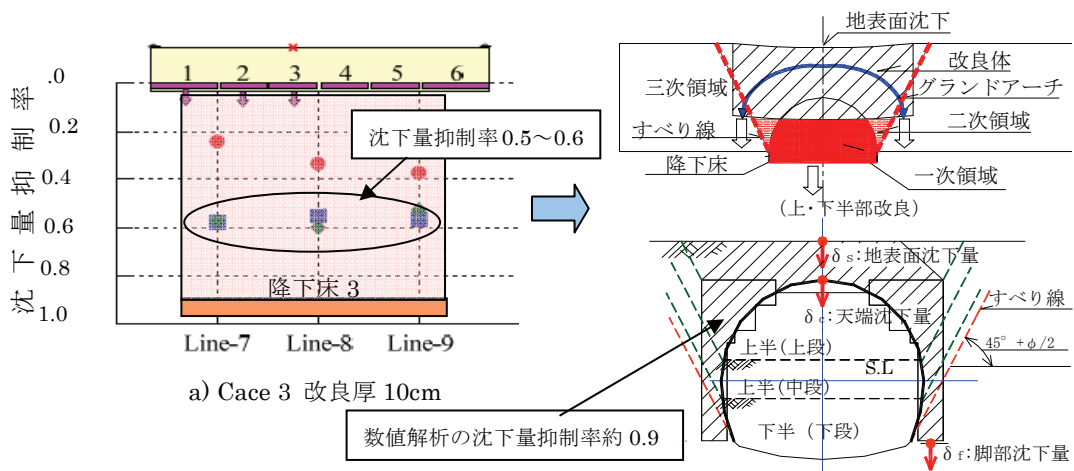


図-7.5 上・下半改良体の沈下抑制率 (図-5.5、図-5.12、図-4.58再掲)

(4) 掘削により解放された荷重の一部は切羽前方への再配分荷重となる。

地山改良体は、トンネル掘削軸方向に連続していることにより、改良体が梁の役割を行い、掘削部の解放された多くの鉛直土圧は切羽周辺地山の前後左右に再配分していると考えられる。この改良体による切羽前方での荷重変化は、図-7.6に示すように計測では約20m (2D)、模型実験では切羽前方2区間(2D)より増加が始まり、計測値で約10mと模型実験では隣接降下床が1Dに接近した場合が最大となる。もとの土圧からの増分を再配分荷重係数(α) ($\alpha = 1 + \beta / 100$ β :再配分率(%))として表わすと、この値は、現地と実験による2例であるが、1.0~1.3となっている。したがって、評価に当っては再配分増加荷重(α)を見込む必要がある。

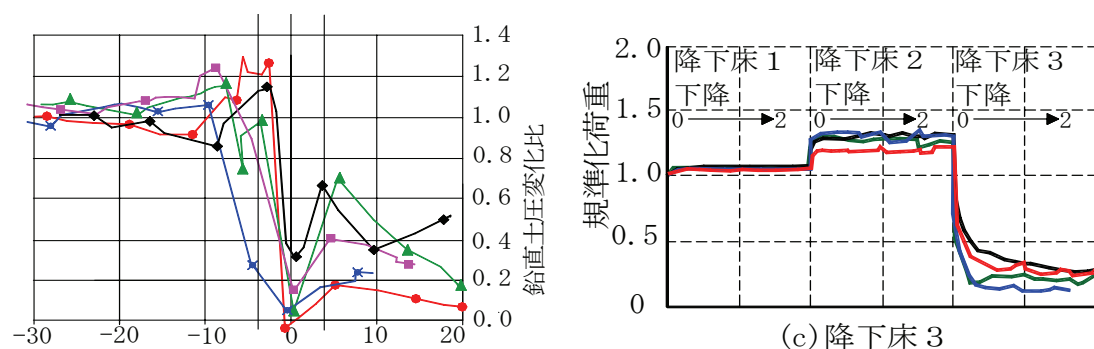


図-7.6 縦断方向の土圧変化 (図-4.59, 図-5.9再掲)

(5) 掘削時のせん断ひずみの分布形状は改良形状によりことなる。

図-7.7は改良無し、上半上部改良、上・下半改良形状の上半・下半掘削時のせん断ひずみの発生状況を示したものである。

上半上部改良の場合のせん断ひずみは、改良無しに比べてせん断ひずみが生じる領域が小さくなっているが、上半および下半掘削時とも側部のせん断ひずみの発生状況は同じ形状を示している。これは下半掘削時には大きい効果が期待できないことを示しており、解析のモール・クーロンの破壊規準による安全率の低下部分と一致している。

一方、上・下半改良の場合のせん断ひずみは側部および上部ともに小さく、下方向地盤のみ発生する状況となっている。このように上・下半部改良を行うことにより側部のせん断ひずみが抑制されているものと考えられる。この沈下の傾向は、先の計測で示した上半上部改良の上半および下半掘削時の大きな変位の発生、上・下半改良では変位の小さいことと一致している。

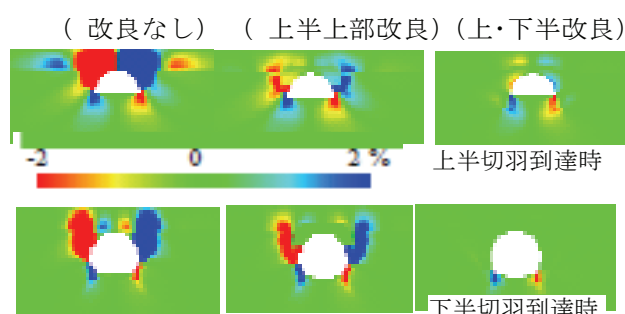


図-7.7 せん断ひずみの発生状況 (図-6.32再掲)

7.3 事前地山改良工の評価の手順

事前地山改良工の主要な評価項目は、前節の考察から、必要な事項は事前地山改良形状の設定、横断面の安定性の評価、縦断方向の切羽の安定性の評価、地山と事前地山改良体応力の検討と考えられる。

事前地山改良工の設計手順を図-7.8 に示す。事前地山改良工法の選定として、土被りと地上物件を精査し、つぎに事前地山改良工の必要性を検討する。つぎに、事前地山改良形状の設定として、改良体の形状、改良強度、支保工掘削工法を選定する。つぎに横断面の安定性の評価、縦断方向の切羽の安定性の評価の検討を行い、許容値以下を確認する。つぎに、地山と事前地山改良体の応力評価として、地山安定性、改良体耐力、変位量の予測の検討を行い、安全率、ひずみ、応力、変位量が許容値以内であることを確認する。

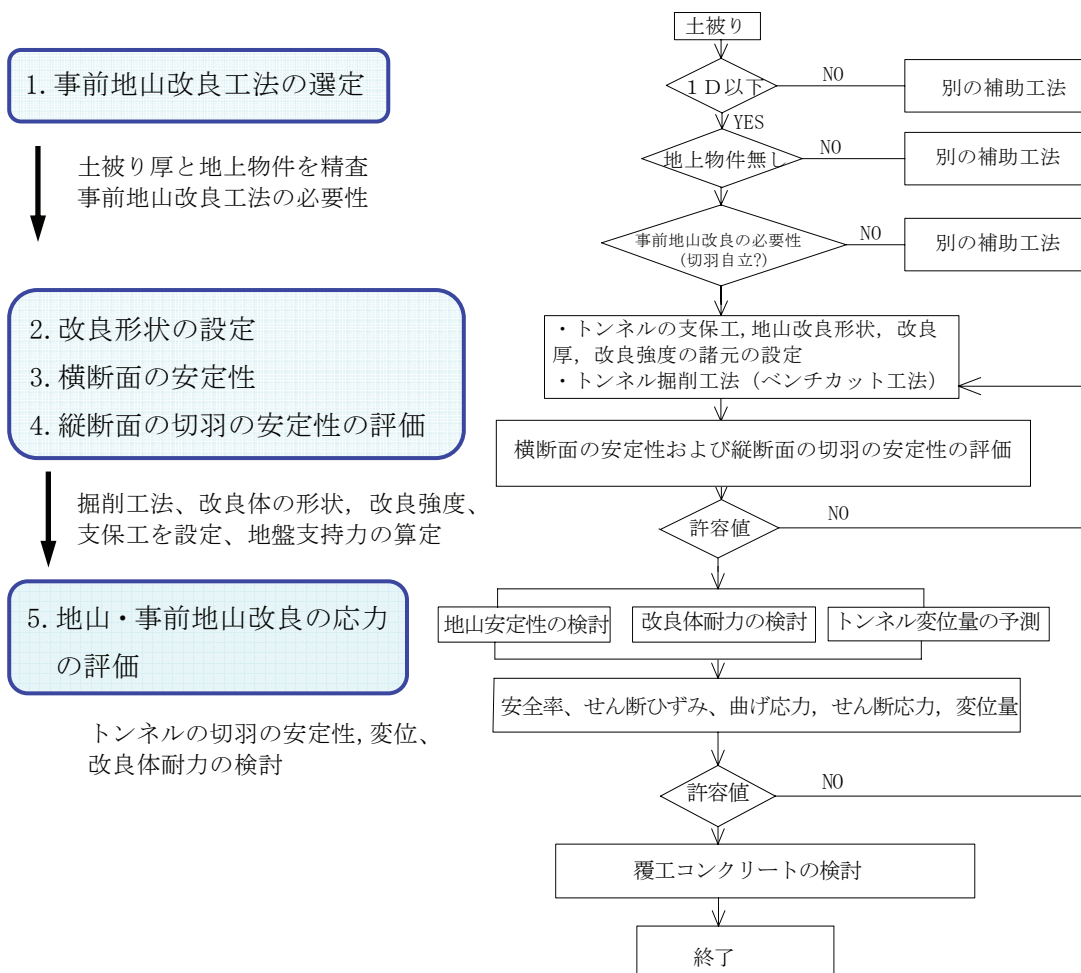


図-7.8 事前地山改良工設計の手順

7.4 事前地山改良工の評価

7.4.1 事前地山改良工法の選定

事前地山改良工の適用性については、この工法は地上から改良を基本とするので、その選定の条件は、土被りが小さくかつ地上に障害物がないことが基本条件となる。地質については通常の支保（吹付け＋鋼製支保工＋ロックボルト）では切羽の自立が困難な地山で補助工法として注入式長尺フォアパイリング工法（AGF 工法）を必要とする地山が対象となる。図-7.9 は、事前地山改良工の経済性について検討した結果を示したものである（平成 14 年度価格）。図に示すように、施工結果からみれば、上・下半部改良で、1 D（D:トンネル径で新幹線は約 10 m）程度の土被りが適用範囲と考えられる。

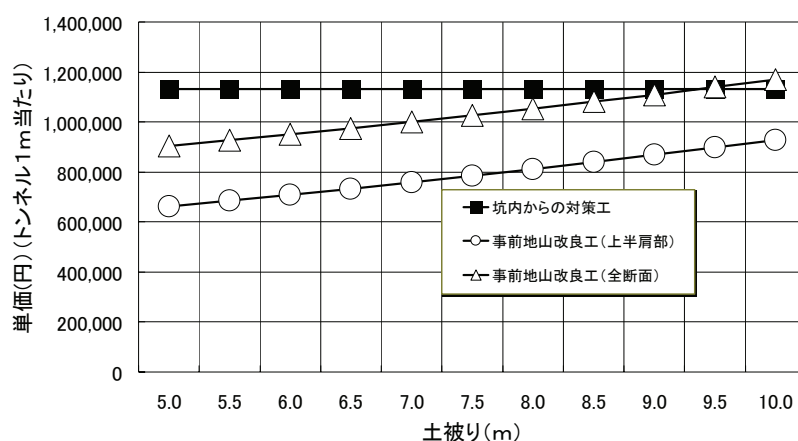


図-7.9 土被りと地山改良工事費

7.4.2 事前地山改良形状の設定

上半上部改良と上・下半部改良の掘削段階における地山に生じるすべり線と改良体の位置関係を図-7.10 に示す。トンネル地表面の変位は、村山・松岡¹⁾の研究によれば、すべり線の内側

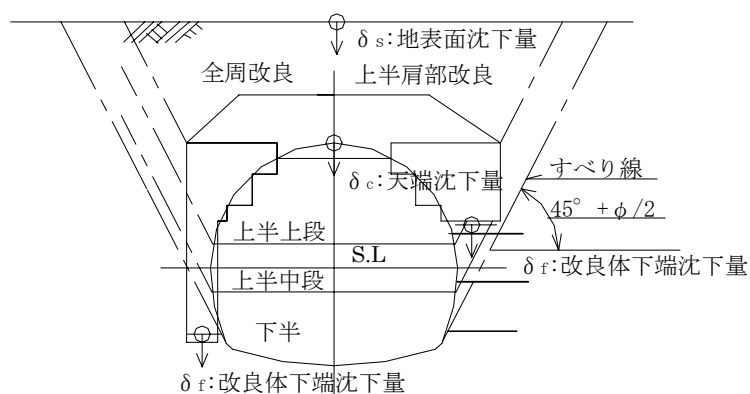


図-7.10 各掘削段階で地山に生じるすべり線と改良体の位置関係

の領域（沈下と同一の移動する一次領域、一次領域に追従して移動する二次領域）の移動により生じるものとされている。

上半上部改良の場合、上半掘削時では、改良体はすべり線を拘束する位置にあり、結果として沈下抑制効果が高いことになる。下半掘削時には、改良体は村山・松岡¹⁾が示す沈下に追従する領域（二次領域）に位置するため沈下抑制効果が小さくなる。一方、側壁下部まで上・下半部改良した場合は、上半・下半掘削時とも、改良体はすべり線と交差し、改良体の範囲は二次領域の外側にあって移動しない三次領域を包括するように設けられ、改良体の下端は三次領域にある。このため沈下量抑制効果は高くなっている。

これらのことより、改良体は、横断面のゆるみ領域を拘束する位置に設け、村山・松岡¹⁾が示す沈下に連動する一次領域とそれに追従する二次領域の範囲を少なくし、かつ、改良体の範囲は三次領域を包括するように設け、改良体の下端はすべり線の外側の三次領域に配置することが重要である。

7.4.3 横断面の安定性の評価

トンネル掘削により生じる地山のすべり線を拘束するように改良体を設定すると、掘削時の沈下は大幅に抑制できるが、反面、グラウンドアーチからの伝達荷重が改良体下端に周方向の増加荷重として再配分され、下端部地山に大きな荷重が作用していることが確認できた。一方、改良体はトンネル縦断方向にも連続しており、掘削時の応力解放による力は、梁効果により切羽前方に再配分荷重として載荷される。この再配分荷重を、今回の計測と実験結果から再配分荷重係数(α)($\alpha=1+\beta/100$ β : 再配分率(%))と定義して、トンネル掘削時の上載荷重に見込んでおくことが、安全側の設計として適当と考えられる。また、この工法は土被りが1D(D:トンネル幅)程度を対象としているので、土荷重は全土圧を考える。安定性の検討は、掘削直後の状態を想定し、支保工の支持力分担は安全上考慮しないこととした。

以上のことを踏まえ、横断面の安定性の評価として、トンネル掘削時の改良体下端の地山の安定性を検討する。安定性は、改良体の沈下に対しての検討を主体的に考え鉛直方向のみの釣合いを考えることとした。

図-7.11 は、改良範囲を上半上部で設定した場合の上半掘削時と下半掘削時の荷重載荷の状態を示したものである。なお、荷重は、地山強度が小さい標準支保パターン²⁾は支保間隔が1mであり、トンネル1m当りの単位としている。

掘削時に作用する鉛直下向きの荷重は、改良体上部の土荷重($\alpha \cdot P_v$)と改良体自重等($\alpha \cdot W$)、鉛直上向きの荷重は、改良体側部における改良体と土の摩擦抵抗力(τ)である。改良体に接する鉛直面の区間(L_1)の土の摩擦抵抗力(τ_1)は、土の粘着力(c)と土の内部摩擦角(ϕ)の関係から式7.1で表わされる。

$$\sum \tau_1 = c \cdot L + K_0 \cdot \gamma \cdot h \cdot \tan \phi \cdot L \quad (\text{kN/m}) \quad (7.1)$$

ここに、 K_0 : 静止土圧係数 $K_0 = \nu/(1-\nu)$

ν : ポアソン比

γ : 土の単位体積重量(kN/m³)

H : 地表からの深さ(m)

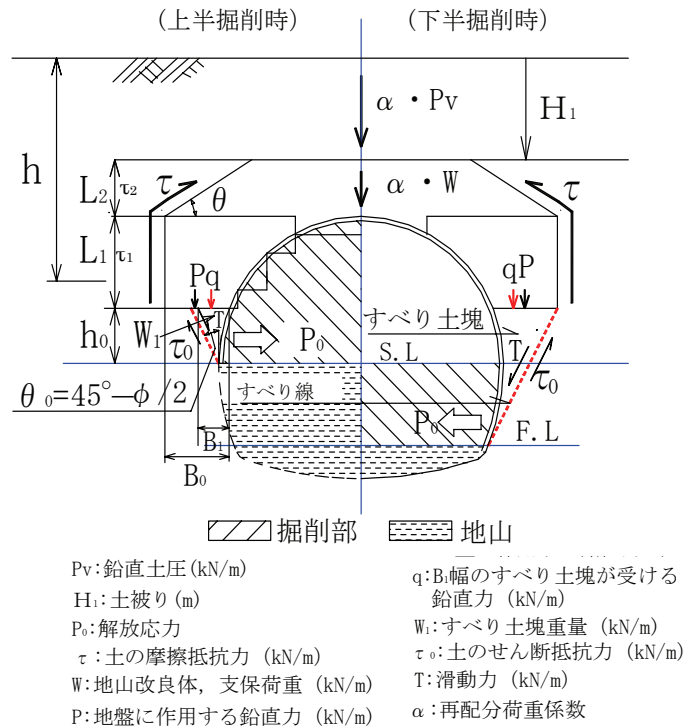


図-7.11 地山改良範囲が上半上部の場合の荷重状態

また, 改良体に接する斜面角度(θ_1)の区間(L_2)の土の摩擦抵抗力(τ_2)は, 式 7.2 で表わされる.

$$\Sigma \tau_2 = c \cdot L \cdot \sin \theta + K_0 \cdot \gamma \cdot h \cdot \tan \phi \cdot L \cdot \sin \theta \quad (\text{kN/m}) \quad (7.2)$$

これより, 改良体全体の土の摩擦抵抗力(τ)は, 式7.3で表せる.

$$\tau = \Sigma (\tau_1 + \tau_2) \quad (\text{kN/m}) \quad (7.3)$$

これより, 改良体の鉛直面改良体脚部へ作用する地盤の鉛直力(P)は, 式7.4に示すように, 鉛直下向きの荷重と上向きの荷重の差分の荷重が脚部片側で作用することになる.

$$P = (\alpha \cdot P_v + \alpha \cdot W - \tau) / 2 \quad (\text{kN/m}) \quad (7.4)$$

したがって, 改良体脚部の地山の安定は, 式7.5に示すように改良体脚部の地盤に作用する鉛直力(P)が, 改良体脚部幅(B_0)でトンネル延長1mとする地盤の支持力(Q_a :許容支持力)以下であれば安定を保つことができる.

$$P \leq Q_a \quad (\text{kN/m}) \quad (7.5)$$

しかしながら, 改良体下端部側面の地山を下方に掘削する場合は, 掘削改良体脚部からの鉛直力(P)を受けたすべり土塊が安定することが必要条件となる. この検討は, 安全率(R_s)を土の

せん断抵抗力(τ_0)／滑動力(T) で定義すれば、安全率(R_s)が1以上であれば安定性を保つことができる．ここに、土のせん断抵抗力(τ_0) は、すべり土塊の重量(W_1)、改良体からのすべり土塊の鉛直力(q)、すべり土塊の高さ(h_0)、すべり線の角度(θ_0)とすると式7.6で表わされる．

$$\tau_0 = (W_1 + q) \sin \theta_0 \cdot \tan \phi + c \cdot h_0 / \cos \theta_0 \quad (\text{kN/m}) \quad (7.6)$$

また、滑動力(T)は式7.7で表わされる．

$$T = (W_1 + q) \cos \theta_0 \quad (\text{kN/m}) \quad (7.7)$$

$$R_s = \tau_0 / T \quad (7.8)$$

この改良範囲を設定した場合、下半掘削時のすべり線の拘束効果が小さく、下半掘削時の抑制効果は小さいことに注意が必要である．また、改良体下端のすべり土塊が安定しない場合は、すべり線と交差するようにサイドパイル等の補強対策工を行うことが必要となる．

図-7.12 は、改良範囲を上・下半部で設定した場合の上半掘削時と下半掘削時の荷重とすべり線の関係を示したものである．上・下半部で改良範囲を設定する場合、解放応力(P_0)により発生するすべり線は、改良体と交差し、水平方向に拘束される状態となっている．この場合の、改良体脚部の地山の安定は、式7.5に示したように改良体脚部に作用する地盤の鉛直力(P)が地盤の支持力(Q_a :許容支持力)以下であれば安定を保つことができる．上・下半部を改良していることにより改良体側部の摩擦抵抗力(τ)が上半上部改良に比べて大きく作用することとなり、改良体脚部に作用する鉛直力は軽減され、地盤の鉛直力は小さくなるものと考えられる．また、掘削面が改良体でありすべり線の発生は拘束されており、掘削面の安定性が一層増すものと考えられる．

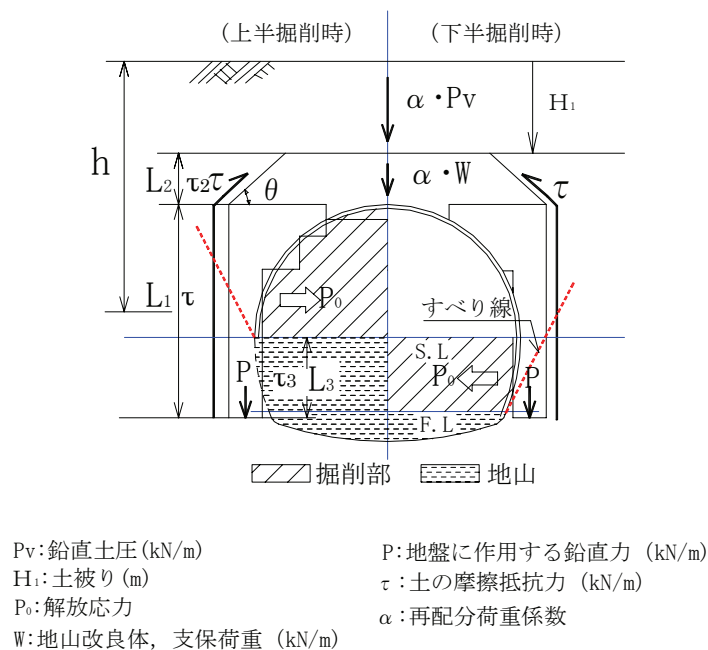


図-7.12 地山改良範囲が上・下半部の場合の荷重状態

7.4.4 縦断面の切羽の安定性の評価

地山改良は縦断方向に連続しており、掘削時の切羽前方地山の作用荷重の一部を負担することにより切羽の掘削面での作用荷重を低減、応力集中を抑制し、切羽の自立性を向上させていると考えられる。

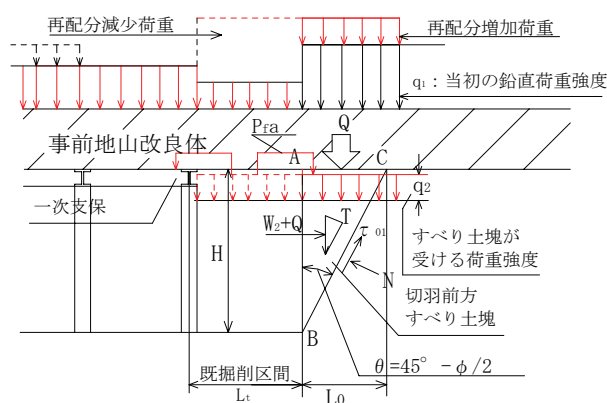
図-7.13は、計測と実験から地山改良を施工した場合の再配分荷重の状態を示したものである。掘削による解放応力は、改良体の縦断方向の連続する梁効果により、改良体上部の天端の荷重は、掘削区間の前方に再配分されて増加し、掘削部については天端の荷重は大きく減少する。この減少した荷重は切羽の前後左右に再配分されると考えられる。この変化は、時間が経過すると掘削以前の荷重に戻る。一方、改良体内側についても、掘削部分の土塊が負担していた荷重は、縦断方向に再配分される。したがって、縦断方向の切羽の安定性は、切羽前方未掘削区間の改良体から受ける荷重(P_1)と掘削面から再配分された荷重(P_{fa})を合わせた荷重(Q)を受けるすべり土塊の安定により確保されることになる。すべり土塊の安定は BC面上の滑動力 (T) と抵抗力(τ_{01})の比を安全率(R_s)とした式7.9 により検討できる。

$$R_s = \tau_{01} / T \quad (7.9)$$

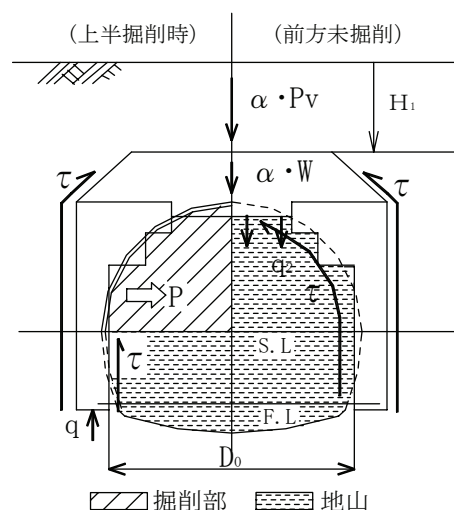
前方未掘削区間の改良体からすべり土塊が受ける荷重(P_1)は、式7.10となる。

$$P_1 = q_2 \cdot D_0 \cdot L_0 \text{ (kN)} \quad (7.10)$$

ここで、式7.10に示す「 $q_2 \cdot D_0$ 」は、図-7.14 に示す未掘削区間(支保間隔1m)における鉛直下向きの荷重($\alpha \cdot P_v$, $\alpha \cdot W$)と改良体と地山における土の摩擦抵抗力(τ)の上向き荷重の差分の荷重であり、式7.11で表わされる。



q_1 : 鉛直荷重強度
 W_2 : 土塊の重量
 H : 切羽の高さ
 Q : 切羽前方土塊上部の作用荷重
 T : BC面上の滑動力 ($(W_2+Q) \cos \theta$)
 τ_{01} : BC面上すべり抵抗力
 $(W_2+Q) \sin \theta \cdot \tan \phi + c \cdot H / \cos \theta$
 N : BC面上の垂直反力
 L_0 : $H \cdot \tan \theta$
 P_{fa} : 既掘削区間からの再配分荷重
 L_t : 支保間隔 (1m)
 c : 地山の粘着力
 ϕ : 地山の内部摩擦角



P_v : 鉛直土圧 (kN)
 H_1 : 土被り (m)
 P : 解放応力
 W : 地山改良体、支保荷重 (kN)
 q_2 : すべり土塊が受ける荷重強度 (kN/m²)
 q : 地盤反力 (kN/m²)
 τ : 土の摩擦抵抗力 (kN)
 α : 増加荷重係数

図-7.13 天端における上半掘削時の縦断方向荷重状態

図-7.14 横断面方向荷重の釣合い

$$q_2 \cdot D_0 = (\alpha \cdot P_v + \alpha \cdot W - \tau) \quad (7.11)$$

ここに、 $\tau = \Sigma \tau_1 + \Sigma \tau_2 + \Sigma \tau_3 + \Sigma \tau_4$

これより、改良体からすべり土塊が受ける荷重(P_1)は、すべり土塊上面の幅(L_0)を乗じた式7.12で表わすことができる。

$$P_1 = q_2 \cdot D_0 \cdot L_0 = (\alpha \cdot P_v + \alpha \cdot W - \tau) L_0 \quad (7.12)$$

一方、既掘削区間(L_t)からのトンネル縦断方向への再配分荷重(P_{fa})は、図-7.14に示す既掘削区間における鉛直下向きの荷重($\alpha \cdot P_v$, $\alpha \cdot W$)と改良体と地山における土の摩擦抵抗力の上向き荷重(τ)の差分の荷重が再配分され作用しているものとし、式7.13で表わされる。なお、掘削による未掘削区間に再配分される荷重は切羽の安定時の増加荷重と同じ再配分率(β)を用いることとした。

$$P_{fa} = (\alpha \cdot P_v + \alpha \cdot W - \tau) \beta L_t \quad (7.13)$$

ここに、 $\tau = \Sigma \tau_1 + \Sigma \tau_2 + \Sigma \tau_3$

これより、切羽前方土塊上部の作用荷重(Q)は、式7.14で表すことができる。

$$Q = P_{fa} + q_2 \cdot D_0 \cdot L_0 = P_{fa} + (\alpha \cdot P_v + \alpha \cdot W - \tau) L_0 \quad (7.14)$$

7.4.5 地山と事前地山改良体の応力の評価

地山と事前地山改良体の応力の評価は、モール・クーロンの破壊規準に基く安全率で用いて行う。

図-7.15 は、トンネル掘削時の改良体の有無による応力状態の変化をトンネル側部の改良体部分およびその周辺地山に着目し、モールの応力円で模式化したものである。改良体部分の位置の応力状態について図-7.15 a)に示す。改良体なしの場合は、掘削に伴う応力解放の影響で、地山の主応力差が増加していくことによって破壊状態に達する。一方、改良体ありの場合は、周辺地山と比較し改良体の剛性が高く、掘削に伴う解放荷重を負担しやすくなるため最大主応

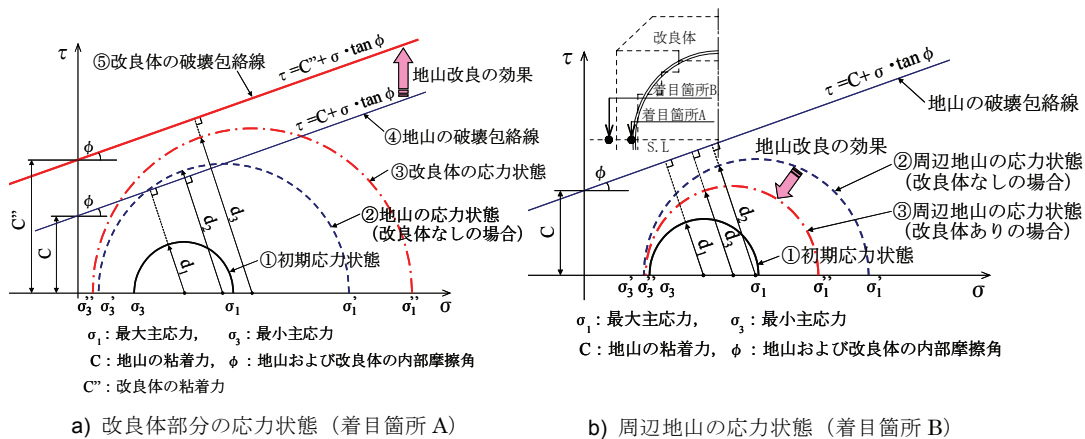


図-7.15 改良体と地山の応力状態の変化

力が増加するものの、事前地山改良の効果によって改良体自身の耐力が向上し、改良体は破壊に達することなく効果的に荷重を支持できる。

つぎに、改良体外側の周辺地山の応力状態を図-7.15 b)に示す。改良体なしの場合であっても、トンネル掘削面からある程度離れた箇所では、地山が破壊状態にまで達することはない。しかしながら、トンネル掘削に伴う影響により、少なからず主応力差が生じ地山の不安定化が進行すると考えられる。一方、改良体ありの場合は、改良体によって周辺地山に対して内圧が付与され、その拘束効果によって周辺地山初期応力に近い状態で地山の安定を図ることができる。

このように、改良体の強度と改良幅は、トンネル周辺の改良体に接する地山の応力を破壊包絡線内になるように設定すればよい。

つぎに、この応力評価について、実トンネル断面モデルにより評価したものを示す。

解析モデルを図-7.16 に示す。地山改良の仕様は、天端改良厚（2 m）、側壁改良厚（1 m）、改良強度 $q_u = 1.0 \text{ N/mm}^2$ 土被り 7 m とした。改良体等の物性値および支保部材を表-7.1、表-7.2 に、解析ステップを表-7.3 に示す。

主応力分布の検討は S.L+0.14～0.15 m の深度における位置とし、解析ステップは 最終段階の Step6 とした。

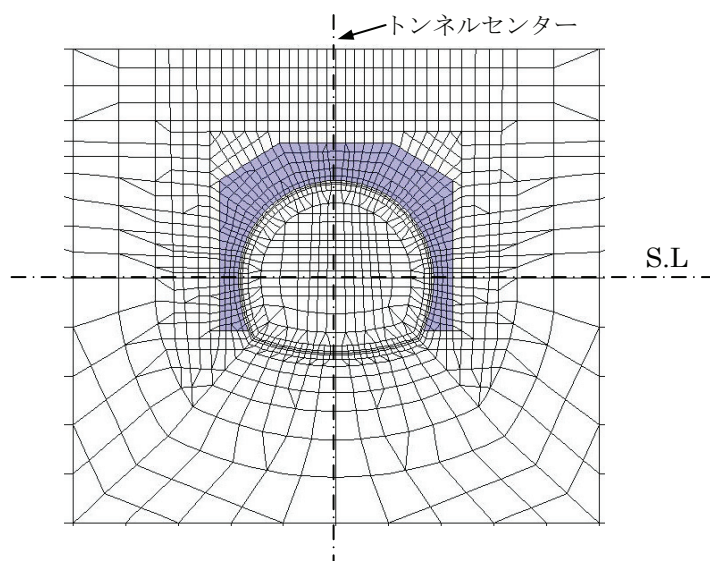


図-7.16 解析モデル

表-7.1 物性値

	単位体積重量 (kN/m^3)	変形係数 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν	粘着力 (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
地 山	18	20×10^3	0.35	20	30
地山改良体	19	100×10^3	0.35	288	30
支保部材	20	$9,960 \times 10^3$	0.3	—	—

表-7.2 支保部材

	変形係数 E (kN/m^2)	サイズ	ピッチ
吹付けコンクリート	3.4×10^6	200 mm	
鋼製支保工	210×10^6	200 H	1.0 m

表-7.3 解析ステップ

ステップ	内 容	応力解放率
Step1	初期応力解析	
Step2	地山改良工（改良ありの場合のみ）	
Step3	上半掘削	40 %
Step4	上半支保設置	60 %
Step5	下半掘削	40 %
Step6	下半支保設置	60 %

図-7.17、図-7.18 に改良体の有無の主応力分布を示した。改良体の有無によって改良体および周辺地山の応力分布状態に明確な差が生じていることがわかる。特に改良体内部では大きな最大主応力が見られ、改良体と地山が接する部分は初期応力に近い状態に保持されていることがわかる。

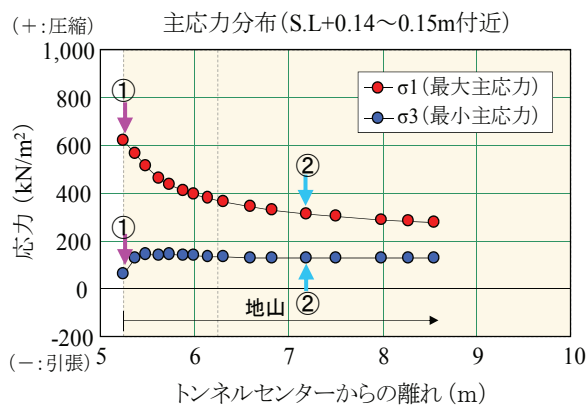


図-7.17 改良体なしの主応力分布

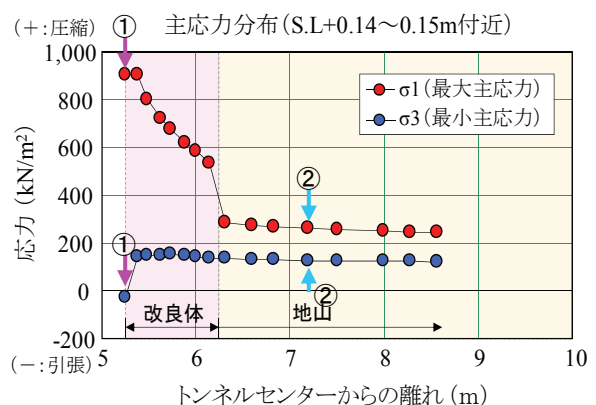


図-7.18 改良体有りの主応力分布

この結果に基づいて、モールの応力円と破壊包絡線の関係から地山改良の有無の応力分布を示す。着目する位置は、図中に矢印①と②で示したトンネルセンターから 5.25 m の直近位置と 7.19 m の周辺地山位置とした。トンネルセンターから 5.25 m の直近位置（図における応力状態と破壊包絡線）の関係を図-7.19 に示す。また、表-7.4 に主応力値と安全率を示す。なお、セメント改良土（砂質土）の引張強度特性として、既往の研究³⁾ $\sigma_t = qu \times (0.10 \sim 0.15)$ という知見より、 $\sigma_t = qu(1,000 \text{ kN/m}^2) \times 0.10 = 100 \text{ kN/m}^2$ として設定した。これらの結果から、改良がない場合、トンネル直近の周辺地山は破壊に達しており、安全率は 0.67 と低い。一方、改良体は応力集中の影響があるものの、その応力レベルが大きい箇所であっても安全率 1.01 と破壊に達しておらず、改良体は安定した状態を確保できていると判断できる。

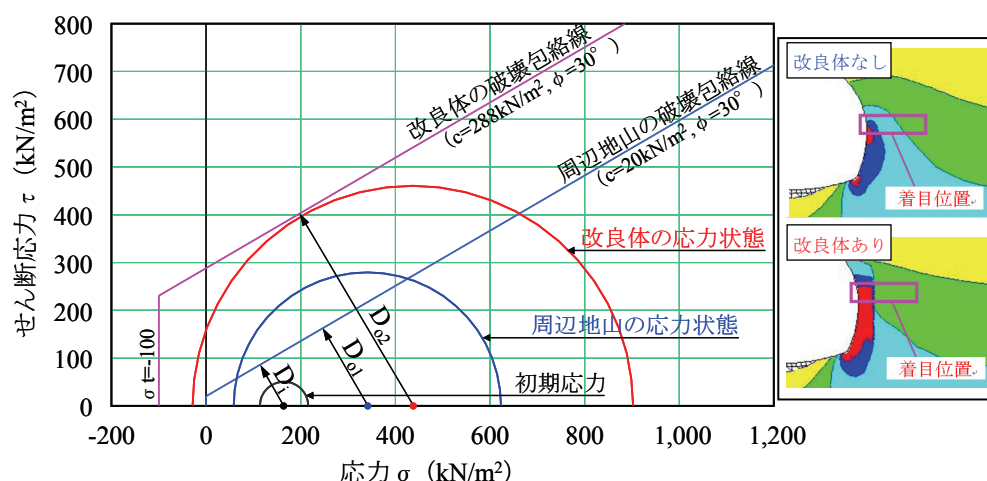


図-7.19 応力状態と破壊包絡線との関係 (センターから 5.25 m)

表-7.4 検討結果 (センターから 5.25 m)

	最大主応力 σ_1 (kN/m ²)	最小主応力 σ_3 (kN/m ²)	応力円半径 ($\sigma_1 - \sigma_3$)/2 d (kN/m ²)	応力円中心から 破壊線までの距離 D (kN/m ²)	安全率 F_s (D / d)
初期応力状態	218.0	117.4	50.3	101.2	2.01
周辺地山の応力状態	622.0	60.0	281.0	187.8	0.67
改良体の応力状態	903.0	-27.0	465.0	468.4	1.01

トンネルセンターから 7.19m の周辺地山位置における応力状態と破壊包絡線の関係を図-7.20 に示す。また、表-7.5 に主応力値と安全率を示す。これらの結果から、改良体の有無にかかわらず、周辺地山位置では、トンネル掘削の影響がそれほど及んでおらず、周辺地山は安定した状態であることがわかる。しかしながら、改良体がない場合は、周辺地山の応力レベルが改良体ありの場合と比較し大きいことが確認できる。安全率に着目すると、改良なしの場合は $F_s = 1.38$ であるが、改良体ありの場合は $F_s = 1.73$ と 1.25 倍程度に改善されている。

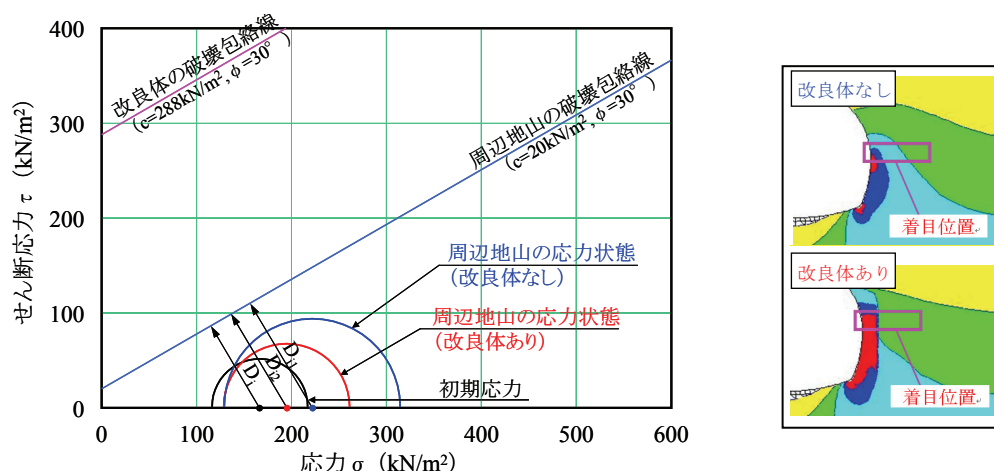


図-7.20 応力状態と破壊包絡線との関係 (センターから 7.19 m)

表-7.5 検討結果（トンネル周辺地山（センターから 7.19 m））

	最大主応力 σ_1 (kN/m ²)	最小主応力 σ_3 (kN/m ²)	応力円半径 ($\sigma_1 - \sigma_3$)/2 d (kN/m ²)	応力円中心から 破壊線までの距離 D (kN/m ²)	安全率 F_s (D/d)
初期応力状態	218.0	117.4	50.3	101.2	2.01
周辺地山の応力状態 (改良体なし)	315.0	129.0	93.0	128.3	1.38
周辺地山の応力状態 (改良体あり)	262.0	129.0	66.5	115.1	1.73

7.5 事前地山改良体のトンネル掘削時の挙動と評価手法のまとめ

トンネル掘削時の事前地山改良体の現場計測結果，室内模型実験および数値解析による検討を行い，地山安定性の評価および今後の設計に向けて留意点を整理した．本研究で得られた知見を以下に示す．

- 1) 改良体は，周辺地山に対して3～10倍の剛性を有しており，掘削時に確認されたとも下がり現象からも，一体となった構造体とみなすことができる．
- 2) 縦断方向の改良体前方には，掘削時の応力解放により再配分による増加荷重が生じるので，検討に当ってはこの再配分荷重を考慮する必要がある．
- 3) 地山改良の形状の検討に際しては，一次領域，二次領域と三次領域の不連続な境界線を包括して配置し，かつ，すべり線外側の三次領域に改良体下端を設定することが重要である．
- 4) 再配分荷重を含めた改良体上部の荷重に対して，改良体脚部の地盤支持力を十分に確保しておく必要がある．
- 5) 改良範囲がトンネル上半上部の場合，改良体脚部反力に対する改良体下部地盤のすべり土塊の安定が必要である．
- 6) 切羽の縦断面の安定は，改良体により低減された荷重により切羽の自立性の検討を行えばよい．
- 7) 改良体の強度と改良幅は，改良体と接する地山の安全率を1以上として設定することが必要である．
- 8) 事前地山改良を用いる場合の評価の手順と評価について示した．

第7章の参考文献

- 1) 村山朔郎, 松岡元: 砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第187号, pp.95-108, 1971.
- 2) (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 山岳トンネル設計施工標準・同解説, p.65, 2008.4.
- 3) 古関潤一, 佐藤剛司: セメント改良土の引張強度特性, 生産研究 (東京大学), Vol.53, No.11・12, pp.581-584, 2001.11.

第8章 結 論

小土被りの未固結地山における NATM によるトンネルの掘削では、より効率的で経済的な対策工の確立が求められており、その有効性とメカニズムの検証が重要な課題となってきた。

本研究は、近年施工された新幹線での小土被り未固結地山のトンネルで施工されている補助工法の一つである事前地山改良工の沈下抑制効果について、掘削時の計測結果と模型実験および数値解析から検証し、事前地山改良工の実トンネルへの適用に際しての、評価手法についてまとめたものである。

以下に、本研究により得られた結論を示す。

「第1章 序論」では、小土被り未固結地山トンネルにおける切羽の安定、沈下抑制対策として用いられている補助工法の現状の課題を取り上げ、本研究の目的と論文の構成について述べた。

「第2章 先行支保に関する既往の研究」では、先行支保、先受け工、プレライニングを用いた地表面沈下抑制に関した実験と先行支保に関する評価手法の研究の中で、本研究に関連するトンネルの掘削時の力学的挙動と評価手法に関するものとして、既往の研究の成果について述べた。

先行支保を用いた実験結果および評価方法の研究は数多く行われており、これらの研究から、先行支保と異なる事前地山改良工の技術的課題がわかった。一つは、「事前地山改良工の改良体は縦断方向の連続体で先行地山への残長がことなること」、もう一つは、先行支保は薄肉構造体であり断面方向での構造体の脚部地盤反力は比較的小さく考えている」ことである。これらの研究ではトンネルの掘削周辺地山を広い範囲で地山改良を行った支保に関する研究はほとんどされていない。

「第3章 小土被り未固結地山における NATM の補助工法等の現状と課題」では、小土被り含水未固結地山トンネルが数多くある東北新幹線（八戸・七戸間）を対象として、六戸トンネル、牛鍵トンネル、赤平・上北トンネル、三本木原トンネルについて、施工の現状を述べた。

このような小土被り未固結地山のトンネルでの補助工法としては、注入式フォアパイリング（短尺、長尺－AGF 工法）、鏡の安定には長尺鏡ボルト・長尺鏡補強工（注入式）が用いられている。これらの工法では工事費の増大と工期の長期化が懸念され、より工事費が低減できかつ工期の確保できる合理的な補助工法の工夫・開発を行った。新たな補助工法としては、圧入式短尺鋼管先受工法、事前地山改良工（上半上部、上・下半部）・鋼管鋼矢板圧入打撃工法である。これらの新たに工夫・開発した補助工法と既存の補助工法を組合せて用いたことにより、このような小土被り未固結地山のトンネルの切羽の安定性の確保、工期の確保、工費の低減が可能であったことを示した。また、施工結果から、土被りを基本として、地質を区分し、採用した既存の補助工法及び新たに工夫・開発した補助工法の組み合わせについて整理し、掘削時の変位の結果と工事費（平成14年度価格）についてフローとしてとりまとめた。

これらの補助工法のなかで、事前地山改良工（上半上部、上・下半部）は改良範囲の違いにより沈下量に差異があり、かつ、とも下がり現象が顕著であることを確認した。

「第4章 事前地山改良したトンネルの計測結果」では、経済的で沈下抑制効果も高く今後の有力な工法と考えられる事前地山改良工について、改良範囲を上半上部の改良と上・下半部を改良した場合について、トンネルの掘削時の天端沈下、脚部沈下、内空変位の計測結果から、掘削時の沈下量の挙動について考察した。地質が軟弱で、土被りが10 m以下で事前地山改良工を採用したトンネルで特質される知見は以下のとおりである。

- ①地山改良をすることにより大幅に沈下量を抑制することが出来る。
- ②改良体脚部の沈下量は地表面沈下量と同程度となっており、全体的に沈下するというとも下がり現象がある。このことより、地山改良体は、門型構造体として一体的に挙動していると考えられる。
- ③とも下がりの沈下量は、改良体下端の地質状況とトンネル掘削断面内における改良体下端位置により大きな影響を受ける。トンネル掘削断面を上・下半部改良し改良体下端位置を掘削底面と同じ範囲とした場合には、上半上部を改良したものに比べて全体の沈下量は小さく、かつ、下半掘削時の沈下量も小さい。
- ④これは、上・下半部改良した場合、改良体が掘削時に生じる地山のすべり線を拘束していることによるものと考えられる。
- ⑤地山改良体がトンネル掘削軸方向に存在することにより、掘削部の改良体が梁の役割をなし、掘削部の解放応力は切羽前方の未掘削部の改良体に再配分されている。
- ⑥上半上部を改良した場合の地中水平変位は、下半掘削時には下半側壁地山が内空側に大きく変位する。上・下半部を改良した場合は、上半掘削時には水平変位はほとんどなく下半掘削時に下部に小さな変位がある。
- ⑦区間ひずみの値は改良体脚部付近で大きくなる。上半上部改良の場合は約1.5 %の区間ひずみで不安定領域のひずみに近い。上・下半部改良の場合は0.6 %程度と小さい。

「第5章 地山改良工の沈下抑制に関する3次元降下床模型実験」では、トンネル掘削時の事前地山改良体とトンネル周辺地山の挙動を把握し、地山改良体による沈下抑制効果を明らかにするために、3次元降下床模型による実験を行った。その結果以下のような知見を得た。

- ①降下した降下床の前方降下床の荷重はいずれのケースも増加し1.3倍程度となり、その影響範囲は前方1区間が最大となり2区間程度の降下床に影響を及ぼす。
- ②降下させた降下床パネルに作用する荷重は、いずれもケース初期に作用していた荷重が大きく減少し、最大規準化荷重が0.2～0.3に減少する。
- ③地山改良の有無に関わらず、降下床を降下せると、降下床パネルに作用する土圧が周辺地山に再配分されるため、降下床周辺地山に作用する土圧が上昇する。
- ④地山改良を施すことにより、降下床周辺地山に作用する土圧は顕著に増加し、より多くの土圧が降下床周辺地山に再配分される。その効果は、改良深さを厚くし降下床に近くなるほど、大きな沈下抑制効果が得られる。
- ⑤沈下抑制効果がより効果的に得られる地山改良の範囲とは、一次領域（降下床の下降と同一

の挙動をする領域) および二次領域(一次領域に追従して挙動する領域)の範囲を地山改良し、かつ、二次領域と三次領域の不連続な境界線(すべり線)を包括するように改良幅を定めることが重要である。

「第6章 事前地山改良によるトンネル沈下抑制効果に関する数値解析」では、第3章で実施された事前地山改良の改良範囲、改良強度の違いによる計測結果と模型実験の結果を検証するため、上半部改良と上・下半部改良のケースについて、有限要素法によるシミュレーション解析を行った。解析結果から以下の知見を得た。

(1) 地山改良範囲がトンネル上半部の場合

- ①地表沈下量は地山改良により大きく低減するが、改良の範囲により効果に差が生じる。沈下量抑制率(インバート完了)は、上半部改良では25～36%程度、上半部改良(上・下半部含む)で43～55%程度となり、側部の改良延長が大きいほど効果大きい。
- ②上半部改良の場合の改良体脚部の地山の安全率は、1.0以下となり、不安定となっている。この時のせん断ひずみも大きくほぼ不安定領域のひずみに近い。注意が必要。沈下抑制のための補助工法等の追加対策が必要となる。
- ③上半部改良の場合では、側部の改良強度(0.5 N/mm², 1.0 N/mm²)の違いが、地表面沈下量に与える影響は小さい。
- ④上半部改良の場合の天端厚は、改良強度(0.5 N/mm², 1.0 N/mm²)の違いによる沈下量の差異は小さい。

(2) 地山改良範囲がトンネル上・下半部の場合

- ①地表沈下量抑制率(インバート完了)約90%で抑制効果が大きい。
- ②沈下量については、改良強度0.5 N/mm²と1.0 N/mm²による抑制率の違いは約5%～10%である。トンネル天端部以外の側壁左右部分の改良強度を大きくした場合、沈下量の抑制効果の方が大きい。
- ③改良体上部の角部分については、改良してもトンネルの沈下量に大きい影響を及ぼさない。
- ④側壁部の改良厚さは、原地山強度の弾性係数が $1.0 \times 10^4 \sim 2.0 \times 10^4$ kN/m²程度で、改良体弾性係数 5.0×10^4 kN/m²(改良強度0.5 N/mm²)の場合、1 m程度を確保することで、施工上必要とされる沈下量の確保はできる。
- ⑤ロックボルトの使用については、水平方向に抑制効果があるが、その効果は小さい。

「第7章 事前地山改良体のトンネル掘削時の挙動と評価手法」では、これまでの各章で述べてきた小土被り未固結地山トンネルにおける事前地山改良工を行ったトンネルの掘削時の挙動、模型試験、数値解析からの検討の知見を総括し、これより事前地山改良工によるトンネル掘削時の挙動を整理し、これより評価項目を選定し、評価手順と評価手法について示した。

事前地山改良工によるトンネル掘削時の挙動と評価における留意点は以下のとおりである。

- ①改良体は、周辺地山に対して3～10倍の剛性を有しており、掘削時に確認されたとも下がり現象からも、一体となった構造体とみなすことができる。
- ②縦断方向の改良体前方には、掘削時の応力解放により再配分された増加荷重が生じるので、

検討に当ってはこの増加荷重を考慮する必要がある。

- ③地山改良の形状の検討に際しては、一次領域、二次領域と三次領域の不連続な境界線を包括して配置し、かつ、三次領域に改良体下端を設定することが重要である。
- ④割増荷重を含めた改良体上部の荷重に対して、改良体脚部の地盤支持力を十分に確保しておく必要がある。
- ⑤改良範囲がトンネル上半上部の場合、改良体脚部反力に対する改良体下部地盤のすべり土塊の安定が必要である。
- ⑥切羽の縦断面の安定は、改良体により低減された荷重により切羽の自立性の検討を行えばよい。
- ⑦改良体の強度と改良幅は、改良体と接する地山の安全率を1以上として設定することが必要である。
- ⑧事前地山改良を用いる場合の評価手順と評価について示した。

以上、各章における概要および結論を述べ、事前地山改良工による沈下抑制の機構と切羽の地山安定性の評価手法と設計手順について提案した。これらの結果を用いることにより適切な事前地山改良工の設計と経済的な施工が可能になるものと考ええる。

しかしながら、今後の課題として、設計上での検討事項が残されている。

一つは、縦断方向の改良体前方には掘削時の応力解放により再配分された荷重が生じることが確認されたが、この再配分荷重係数(α)の値は現地の実測や実験では約1.0～約1.3倍とばらつきがあり、今後、実験等による精査により、再配分荷重係数の深度化を行うことが残されている。

二つ目は、改良体脚部における地盤反力の算定において、ある程度の沈下を許容するものとして、鉛直荷重のみでの均一な地盤反力による検討としたが、さらに厳しく変位抑制を必要とする場合は、水平荷重を考慮した最大地盤反力により検討することが必要と考えられる。

三つ目は、地山改良体を覆工の外側の構造体として考えることにより、覆工鉄筋コンクリートの鉄筋量を減らすことが可能と考えられる。また、地震時の検討において、この地山改良体の効果を評価することにより、地震時の変位を軽減でき、覆工コンクリート構造の安定化と経済化が可能と考えられる。

謝 辞

筆者は 1970 年に日本鉄道建設公団に入社以来、今日に至るまでの 43 年間、日本鉄道建設公団（現、(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構）、(株)レールウェイエンジニアリング におきまして、三陸縦貫鉄道リアス線、上越・北陸・東北新幹線の鉄道建設業務に携わってまいりました。

その間、東北新幹線（八戸・七戸間）の新幹線建設におきまして、小土被り未固結地山のトンネルが約 18km あり、ほとんどのトンネルが地下水位以下に位置し、トンネル掘削に際して、新たな補助工法が開発・工夫され用いられました。

本研究は、これらの補助工法の一つである事前地山改良工についての沈下抑制効果について、掘削時の計測結果と模型実験および数値解析から検証し、事前地山改良工の実トンネルへの適用に際しての、評価手法について考察を試みたものであります。

研究を進めるにあたりましては、京都大学大学院工学研究科 木村亮教授に暖かい励ましと、懇切丁寧な御教導をいただき、さらに本論文のとりまとめにあたりましては、適切な御助言を賜り喪心より御礼申し上げます。

本論文の作成にあたりましては、京都大学大学院工学研究科 朝倉俊弘教授、同 岸田潔准教授からは、論文の内容、構成等細部にわたり適切な御指導と御助言をいただきました。また、京都大学大学院工学研究科 河野広隆教授、同 西藤潤准教授からは、有益な御教示をいただきました。さらに、東北新幹線トンネル施工技術委員会委員長の足立紀尚京都大学名誉教授、名城大学 崔瑛准教授からは格別な御協力と御助言をいただきました。ここに、厚く御礼申し上げる次第であります。

本論文の取りまとめにあたりましては、(株)レールウェイエンジニアリング 山口泰男氏をはじめ、(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 木村宏氏 井浦智実氏 鹿島建設(株) 岡崎準氏、(株)奥村組 飯田廣臣氏 バシフィックコンサルタンツ(株) 松長剛氏 同 岡嶋正樹氏 三菱重工地中建機(株) 保苅稔氏の皆様から多大なる御協力と励ましをいただきました。とりわけ、井浦智実氏には、多くの御協力をいただきました。心から感謝を申し上げます。

終わりに、故田村武氏には、本研究の道筋をつけていただきました。心から感謝を申し上げます。また、本論文の完成に至るまで間、有形無形の御支援と御協力をいただきました多くの方々に、この場をお借りして感謝を申し上げるとともに、本研究がトンネル技術の発展になれば、望外の喜びです。